



TUGAS AKHIR - RC5501

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125
DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG
45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG**

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113030025

ARJUN ARIEF W
NRP. 3113030108

DOSEN PEMBIMBING 1
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

DOSEN PEMBIMBING 2
Ir. Chomaedhi, CES.Geo

JURUSAN DIII TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



TUGAS AKHIR - RC5501

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG**

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113030025

ARJUN ARIEF W
NRP. 3113030108

Dosen Pembimbing 1
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

Dosen Pembimbing 2
Ir. Chomaedhi, CES.Geo

JURUSAN DIII TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017



FINAL PROJECT APPLIED - RC5501

**REDESIGN OF SENGKARING BRIDGE STA
68+125 USING STRUCTURE OF REINFORCED
CONCRETE GIRDER ALONG 45 M IN BANTUR
MALANG DISTRICT**

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113030025

ARJUN ARIEF W
NRP. 3113030108

Consellor Lecture 1
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

Consellor Lecture 2
Ir. Chomaedhi, CES.Geo

DIPLOMA III CIVIL ENGINEERING DEPARTEMENT
Civil Engineering and Planning Faculty
Sepuluh Nopember Institute of Technology
Surabaya 2017

LEMBAR PENGESAHAN

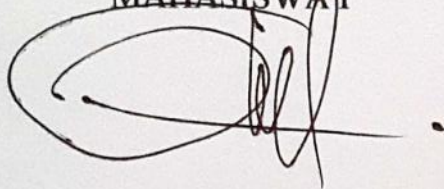
LEMBAR PENGESAHAN

TUGAS AKHIR TERAPAN

“PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA
68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON
BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN
BANTUR KABUPATEN MALANG”

Disusun oleh:

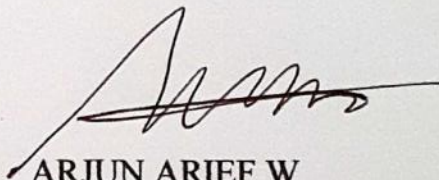
MAHASISWA I



MEGA KHOIRUL AMRI

NRP. 3113030025

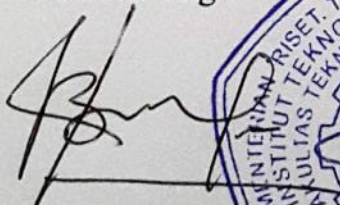
MAHASISWA II



ARJUN ARIEF W

NRP. 3113030108

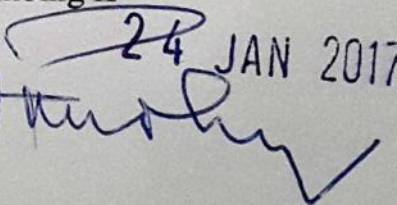
Mengetahui,
Pembimbing I



Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

NIP. 19600105 198603 1 003

Mengetahui,
Pembimbing II



Ir. Chomaedhi, CES.Geo

NIP. 19550319 198403 1 001



24 JAN 2017

LEMBAR REVISI



BERITA ACARA
TUGAS AKHIR TERAPAN
PROGRAM DIPLOMA TEKNIK SIPIL FTSP - ITS

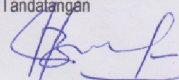
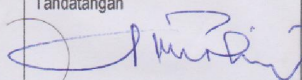
No. Agenda :

PROGRAM DIPLOMA 3

Tanggal :
10 Januari 2017

Judul Proyek Akhir

Perencanaan Ulang Jembatan Sengraring STA 68+125 dengan Struktur Gerder Beton Bertulang Sepanjang 45M di Kecamatan Bantur Kabupaten Malang

Nama Mahasiswa 1	Mega Khoirul Amri	NRP	3113030025
Nama Mahasiswa 2	Arjun Arief W	NRP	3113030108
Dosen Pembimbing 1	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS NIP. 19600105 198803 1 003	Tandatangan 	
Dosen Pembimbing 2	Ir. Chomaedhi, CES.Geo. NIP. 19550319 198403 1 001	Tandatangan 	

URAIAN REVISI

Dosen Penguji

Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng. Ph.D.
NIP. 19620328 198803 1 001

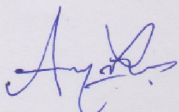
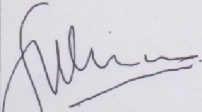
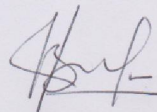
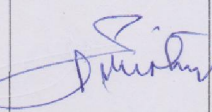
- Perencanaan abutment untuk sisi Blitar di check kembali
- Kontrol untuk tiang pancang horizontal

R. Buyung Anugraha A., ST., MT.
NIP. 19740203 200212 1 002

- Gambar penulangan pada lateral stopper
- Gambar tulangan penghubung tiang pancang dengan pile cap
- Penulangan dinding abutment.
- penulangan temb.

Ir. Sulchan Arifin, M.Eng.
NIP. 19571119 198503 1 001

Persetujuan Hasil Revisi




Dosen Penguji 1	Dosen Penguji 2	Dosen Penguji 3	Dosen Pembimbing 1	Dosen Pembimbing 2
				
Ir. Agung Budipriyanto, M.Eng. Ph.D.	R. Buyung Anugraha A., ST. MT.	Ir. Sulchan Arifin, M.Eng.	Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS.	Ir. Chomaedhi, CES.Geo.

LEMBAR ASISTENSI



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Mega Khomel Amri 2 Arjun Arief Wicaksono
NRP : 1 3113030025 2 3113030108
Judul Tugas Akhir : PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+05
 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG
 45M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Ibnu Djudji Rahardjo, MS
 2. Ir. Chomaedi, ets, Geo.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
1.	23 Agustus 2016	• Tambahi lokasi pada proporsi • Tambahi elevasi pada kontur gambar eksisting • Membedakan lebar pilar • Dimensi pondasi dinaikkan. • Memondokan girder.		B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
2.	15 September 2016	• Perbaiki gambar SPT. • Memperbaiki gambar (Abutment) • Dimensi pilar diperbaiki. • Perbaiki perhitungan gempa. • Menghitung kekuatan tiang pancang. • Menentukan zona gempa. • Abutmen dimensinya disamakan.				
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
3.	22 September 2016	• Mengurangi jumlah diafragma (9-7) • Memperbaiki gambar • Memperbaiki perhitungan gempa. • Memperbaiki kedalaman pondasi • Memperbaiki dimensi pilar.				
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama
NRP

Judul Tugas Akhir

: 1 Mega Khoirul Amri
: 1 3113030025
: PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 60+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANGANG ASDI KELAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG
: 2 Arjun Ariet Wicaksono
: 2 3113030108
: 1. Ir. Ibnu Ruzi Rahardjo, MS
2. Ir. Chomaedi, CES, Geo

Dosen Pembimbing

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
4.	29 September 2016	• Perbaiki perhitungan abutment menggunakan SNI 2013)				
		• Diperbaiki tekanan tanah akibat gempa pada abutment.		B	C	K
		• Memperbaiki istilah.		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Pada setiap bagian perhitungan diberi gambar sesuai bagian.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
5.	5 Oktober 2016	• Memperbaiki istilah.				
		• Pada perhitungan rumus P diperbaiki.		B	C	K
		• Memperbaiki perhitungan Abutment.		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Memperbaiki perhitungan tulangan.				
				B	C	K
6.	19 Oktober 2016	• Memperbaiki perhitungan tulangan stopper.		<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		• Memperbaiki perhitungan tulangan.				
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
B = Lebih cepat dari jadwal
C = Sesuai dengan jadwal
K = Terlambat dari jadwal



ASISTENSI TUGAS AKHIR TERAPAN

Nama : 1 Mega khorul Amri 2 Arjun Arief Wicaksono
NRP : 131130301025 2 3113030108
Judul Tugas Akhir : PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGGRADING STA 68+125
 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45M
 DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG
Dosen Pembimbing : 1. Ir. Ibnu Puji Rahaeljo, MS 2. Ir. Chonardi, CES, Geo.

No	Tanggal	Tugas / Materi yang dibahas	Tanda tangan	Keterangan		
7.	23 November 2016	• Memperbaiki gambar				
		• Memperbaiki gambar pada girder (perambahan tulangan)		B	C	K
		• Memperbaiki gambar sengkang.	<i>[Signature]</i>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
8.	23 November 2016	• Memperbaiki perhitungan				
		meman pada Abutment		B	C	K
		• Memperbaiki perhitungan	<i>[Signature]</i>	<input checked="" type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
		perhitungan pada Abutment.				
		• Memperbaiki perhitungan pada				
		pilar.		B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>
				B	C	K
				<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>	<input type="checkbox"/>

Ket. :
 B = Lebih cepat dari jadwal
 C = Sesuai dengan jadwal
 K = Terlambat dari jadwal

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, followed by the text 'ITS' in a bold, sans-serif font, and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a smaller font below it. The logos are arranged in a grid-like pattern, slightly offset from each other.

ABSTRAK

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING
STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON
BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG**

Nama Mahasiswa I : Mega Khoirul Amri
NRP : 3113.030.025
Nama Mahasiswa II : Arjun Arief Wicaksono
NRP : 3113.030.108
Program Studi : Diploma III Teknik Sipil
Bidang Studi : Bangunan Transportasi
Dosen Pembimbing I : Ir. Ibnu Pudji R, MS
Dosen Pembimbing II : Ir. Chomaedhi, CES.Geo

Abstrak

Jembatan Sengkaring adalah jembatan yang terdapat pada jalur jalan antara Balekambang dan Blitar. Jembatan ini adalah jembatan rangka baja yang mempunyai bentang 45 m, dan lebar total 10,5 m. Jembatan ini dibangun di atas sungai sengkaring yang terletak di Kecamatan Bantur, Kabupaten Malang.

Jembatan Sengkaring digunakan sebagai objek tugas akhir, direncanakan dengan menggunakan struktur girder beton bertulang dengan tidak merubah dimensi dari panjang dan lebar jembatan tersebut. Perencanaan pada abutment jembatan juga terjadi perubahan dimana tinggi girder ke muka air banjir ditinggikan, ini bertujuan agar abutment tidak mengalami berbagai kemungkinan hal buruk yang terjadi ketika banjir. Macam data yang diperlukan untuk proyek akhir ini antara lain: Data lapisan tanah untuk mengetahui kondisi lapisan di bawah permukaan (Sub Surface). Data topografi untuk mengetahui situasi

daerah sekitar jembatan dan elevasi muka tanah atau jalan. Selain itu, data hidrologi untuk mengetahui tinggi air hujan dalam menentukan elevasi lantai kendaraan.

Tipe bangunan atas jembatan digunakan balok “T” beton bertulang. Untuk tipe bangunan bawah pondasi Tiang Pancang. Semua perhitungan dilakukan menggunakan buku

Kata kunci : Jembatan, jembatan rangka baja, girder beton bertulang, abutment, data topografi, pondasi tiang pancang.

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, followed by the letters 'ITS' in a bold, sans-serif font, and the full name 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a smaller font below it. The logos are arranged in a grid-like fashion, slightly offset from each other to create a textured effect.

ABSTRACT

**REDESIGN OF SENGKARING BRIDGE STA 68+125
USING STRUCTURE OF REINFORCED CONCRETE
GIRDER ALONG 45 M
IN BANTUR MALANG DISTRICT**

1st Student Name : Mega Khoirul Amri
1st Student Register Number : 3113.030.025
2nd Student Name : Arjun Arief Wicaksono
2nd Student Register Number : 3113.030.108
Study Program : Diploma III Teknik Sipil
Concentrated : Bangunan Transportasi
Consellor Lecture I : Ir. Ibnu Pudji R, MS
Consellor Lecture II : Ir. Chomaedhi, CES.Geo

Abstract

Sengkaring bridge is located on the lane road between Balekambang streert dan Blitar. Sengkaring bridge is a bridge that has a steel frame spans 45 m, and the total width of 10.5 m. The bridge was built over the river sengkaring located in Bantur, Malang District.

Sengkaring bridge used as the object of a final project, designed using reinforced concrete girder structure without changing the dimensions of length and width of the bridge. Planning on the bridge abutments have also been changes which girder high flood water level to be elevated, is intended that the abutment is not experiencing a variety of possible bad things that happen when the floods. Kinds of data necessary for the end of this project include: Data layer of soil to determine the condition of the layer below the surface (sub-surface). Topographic data transform and determine the situation of the area around the bridge and the ground or road surface elevation. In addition, the hydrological

data to determine the height of rainwater in determining the elevation of the floor of the vehicle.

Building type used on the bridge beam "T" reinforced concrete. For the type of substructure foundation Piles. All calculations are done using the rule book of the "SNI" and "BRIDGE DESIGN MANUAL"

Keywords: bridge, steel truss bridges, reinforced concrete girders, abutments, topographic data, pile foundation.

The background of the entire slide is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, and the text 'ITS' and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' below it. The logos are arranged in a grid-like fashion, slightly offset from each other.

KATA PENGANTAR

KATA PENGANTAR

Kami selaku penulis mengucapkan puji syukur kepada Allah SWT atas segala karunia dan rahmat-Nya, kami dapat menyelesaikan penyusunan tugas akhir yang berjudul **“PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG”**

Tugas akhir ini dilaksanakan sebagai persyaratan kelulusan pendidikan di Jurusan DIII Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Institut Teknologi Sepuluh Nopember Surabaya.

Penulis mengucapkan terima kasih sebanyak – banyaknya atas terselesaikannya laporan tugas akhir ini kepada :

1. Orang tua yang telah memberikan kami dorongan, motivasi, dan doa baik moral maupun material
2. Bapak Ir. Ibnu Pudji R, MS dan Bapak Ir. Chomaedhi, CES.Geo selaku dosen pembimbing
3. Bapak Machsus ST,MT selaku Koordinator Program Studi DIII Teknik Sipil
4. Teman – teman yang selalu memberikan semangat
5. Semua pihak yang membantu dalam proses penyusunan laporan tugas akhir ini.

Penulis menyadari dalam pembuatan Tugas Akhir ini masih membutuhkan kesempurnaan dan terdapat kekurangan. Untuk itu kami memohon kritik dan saran yang membangun demi kesempurnaan tugas akhir ini.

Surabaya, Desember 2016

Penulis

DAFTAR ISI

DAFTAR ISI

KATA PENGANTAR.....	v
DAFTAR ISI	vi
DAFTAR GAMBAR	x
DAFTAR TABEL	xiv
BAB I PENDAHULUAN	1
1.1. Latar Belakang.....	1
1.2. Rumusan Masalah	5
1.3. Batasan Masalah.....	6
1.4. Maksud dan Tujuan	6
1.5. Manfaat.....	7
BAB II TINJAUAN PUSTAKA	9
2.1. Jembatan	9
2.2. Data Perencanaan Jembatan	9
2.2.1. Data Bahan	11
2.2.2. Data Tanah.....	12
2.3. Kriteria desain jembatan beton bertulang.....	12
2.4. Struktur Penyusun Jembatan	13
2.4.1. Dasar – dasar perencanaan	13
2.5. Bangunan Atas Jembatan	21
2.5.1. Sandaran	21
2.5.2. Perencanaan Kerb	22
2.5.3. Perencanaan Pelat.....	22
2.5.4. Perencanaan Gelagar	22
2.5.5. Perencanaan Perletakan Elastomer.....	23
2.6. Bangunan Bawah Jembatan.....	27

2.6.1. Kepala Jembatan (Abutment)	27
2.6.2. Pilar.....	29
2.6.3. Pondasi	30
2.7. Bangunan Pelengkap Jembatan	30
2.7.1. Pelat Injak.....	30
2.7.2. Wing Wall (Tembok Sayap).....	30
2.8. Penulangan Jembatan	30
2.8.1. Tulangan Lentur	31
2.8.2. Tulangan Geser.....	31
2.8.3. Tulangan Puntir (Torsi).....	32
BAB III METODOLOGI	35
3.1. Studi Literatur.....	35
3.2. Pengumpulan Data.....	35
3.2.1. Data Gambar.....	35
3.2.2. Data Penyelidikan Tanah.....	36
3.2.3. Data Survei Hidrologi.....	36
3.2.4. Data Survei Pendahuluan.....	36
3.3. Metode Perencanaan Jembatan.....	36
3.4. Urutan Perencanaan Jembatan.....	37
3.4.1. Preliminari Desain	37
3.4.2. Perencanaan bangunan atas	37
3.4.3. Perencanaan bangunan bawah	38
3.4.4. Perencanaan Bangunan Pelengkap	39
3.4.5. Penggambaran	40
3.4.6. Penulisan Laporan	40
3.4.7. Bagan Alir	41

BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS.....	47
4.1. Perencanaan Struktur Sekunder.....	47
4.1.1. Perencanaan Pipa Sandaran	47
4.1.2. Perencanaan Tiang Sandaran.....	50
4.1.3. Perencanaan Kerb.....	55
4.2. Perencanaan Struktur Utama	59
4.2.1. Perencanaan Pelat Lantai.....	59
4.2.2. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan	62
4.2.3. Perencanaan Pelat Lantai Kantilever.....	78
4.3. Perencanaan Gelagar Beton Bertulang.....	88
4.3.1. Perencanaan Awal Struktur	88
4.3.2. Perencanaan Girder Tepi	91
4.3.3. Perencanaan Girder Tengah.....	131
4.3.4. Perencanaan Diafragma.....	171
BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH	177
5.1 Perencanaan Abutment.....	177
5.1.1. Preliminari Kepala Jembatan (Abutment)	178
5.1.2. Data Struktur Abutment	179
5.1.3. Analisis Beban Kerja Abutment.....	181
5.1.4. Kombinasi Beban Kerja Pada Abutment.....	206
5.1.5. Perhitungan Pondasi Abutment	212
5.1.6. Penulangan pada Abutment.....	253
5.2. Perencanaan Pilar Jembatan	269
5.2.1 Data Struktur Pilar.....	270
5.2.2. Analisis Beban Kerja.....	271

5.2.3. Kombinasi Beban Kerja Pada Pilar	292
5.2.4. Perhitungan Pondasi Pilar.....	297
5.2.5. Penulangan pada Pilar	321
BAB VI PERLETAKAN	325
6.2. Dasar Perencanaan.....	325
6.3. Perencanaan Perletakan.....	326
6.3.1. Perhitungan Elastomer.....	326
BAB VII PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP.....	331
7.1 Perencanaan Pelat Injak.....	331
7.1.1 Dimensi Pelat Injak	331
7.1.2 Analisa Pembebanan.....	332
7.1.3. Perhitungan tulangan Pelat injak	334
7.2 Perencanaan Wing Wall	337
7.2.1 Dimensi Wing Wall.....	337
7.2.2 Analisa Pembebanan	337
7.2.3. Perhitungan Penulangan Wing Wall.....	342
BAB VIII PENUTUP	347
8.1. Kesimpulan.....	347
8.2. Saran.....	348
DAFTAR PUSTAKA.....	349

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, followed by the text 'ITS' in a bold, sans-serif font, and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a smaller font below it.

DAFTAR GAMBAR

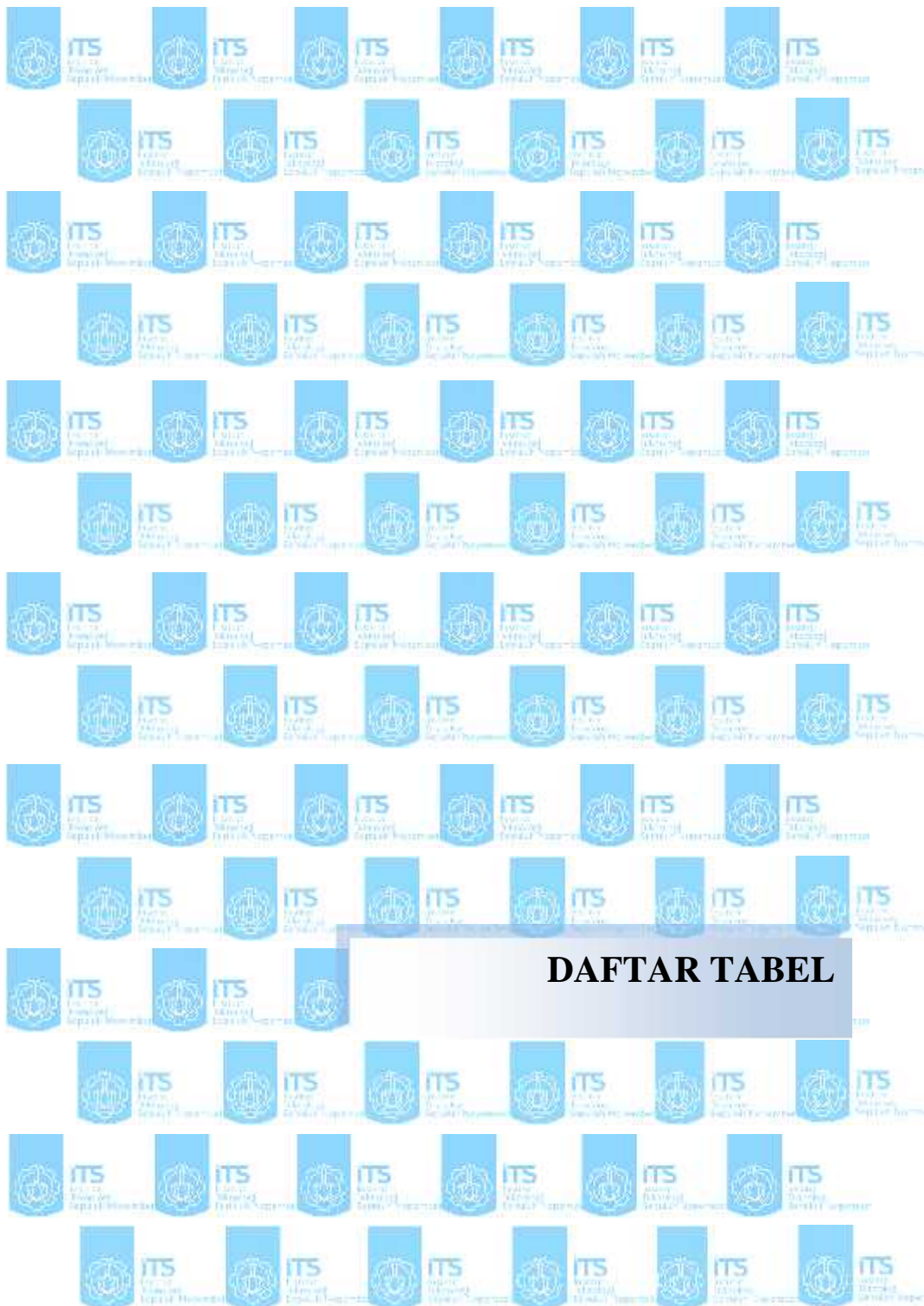
DAFTAR GAMBAR

Gambar 1. 1. Lokasi Jembatan Sengkaring	3
Gambar 1. 2. Layout Existing Jembatan	3
Gambar 1. 3. Gambar Existing Jembatan Sengkaring.....	4
Gambar 1. 4. Rencana Memanjang Jembatan Sengkaring	4
 Gambar 2. 1. Kedudukan Beban Lajur "D"	16
Gambar 2. 2. Kedudukan Beban Lajur "T"	16
Gambar 2. 4. Kedudukan Beban Lajur "D" dalam garis	23
Gambar 2. 5. Elastomer Bearing Pad	26
Gambar 2. 6. Tekanan Tanah Aktif.....	28
 Gambar 3. 1. Diagram Alir.....	45
 Gambar 4. 1. Gaya Yang Bekerja Pada Tiang Sandaran.....	50
Gambar 4. 2. Gaya Yang Bekerja pada Kerb	55
Gambar 4. 3. Penyebaran Beban Roda	60
Gambar 4. 4. Pembebanan Truk	62
Gambar 4. 5. Tampak Melintang Jembatan.....	63
Gambar 4. 6. Koefisien Momen Tumpuan dan Lapangan	68
Gambar 4. 7. Kombinasi Beban	69
Gambar 4. 8. Penulangan Pelat Lantai	77
Gambar 4. 9. Detail Penulangan Pelat Lantai.....	77
Gambar 4. 10. Penulangan Pelat Kantilever.....	87
Gambar 4. 11. Beban Lajur "D"	92
Gambar 4. 12. Beban Garis (UDL)	93
Gambar 4. 13. Faktor Beban Dinamis	93
Gambar 4. 14. Rekap Perhitungan Girder Tepi	122
Gambar 4. 15. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 0 & 10 ..	123
Gambar 4. 16. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 1 & 9 ...	123
Gambar 4. 17. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 2 & 8 ..	124
Gambar 4. 18. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 3 & 7 ...	124

Gambar 4. 19.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 4 & 6 ...	125
Gambar 4. 20.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 5	125
Gambar 4. 21. Garis Netral Girder Tepi.....	126
Gambar 4. 22.Beban Lajur "D"	132
Gambar 4. 23. Beban Garis (UDL).....	132
Gambar 4. 24. Faktor Beban Dinamis	133
Gambar 4. 25. Rekap Perhitungan Girder Tengah	161
Gambar 4. 26.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 0 & 10	162
Gambar 4. 27.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 1 & 9	162
Gambar 4. 28.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 2 & 8	163
Gambar 4. 29.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 3 & 7	163
Gambar 4. 30. Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 5.....	164
Gambar 4. 31.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 4 & 6	164
Gambar 4. 32. Garis Netral Girder Tengah	165
Gambar 5. 1. Perencanaan Abutment pada kedua pangkal Jembatan.....	177
Gambar 5. 2. Dimensi Abutment.....	179
Gambar 5. 3. Potongan Melintang Jembatan.....	181
Gambar 5. 4. Eksentrisitas Beban pada Pondasi	181
Gambar 5. 5. Pembagian Segmen Abutment.....	183
Gambar 5. 6. Beban Akibat Tekanan Tanah	186
Gambar 5. 7. Beban Lajur "D"	187
Gambar 5. 8. Beban Terbagi Rata (BTR).....	188
Gambar 5. 9. Faktor Beban Dinamis (DLA)	188
Gambar 5. 10. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	190
Gambar 5. 11. Gaya Rem	190
Gambar 5. 12. Pengaruh Gaya Rem	191

Gambar 5. 13. Pengaruh Temperatur	192
Gambar 5. 14. Pengaruh Beban Angin	193
Gambar 5. 15. Kelas Situs Tanah	195
Gambar 5. 16. Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik	195
Gambar 5. 17. Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik	196
Gambar 5. 18. Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik	197
Gambar 5. 19. Faktor modikasi respon (R)	198
Gambar 5. 20. Pembagian Segmen Abutment	199
Gambar 5. 21. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa	203
Gambar 5. 22. Pengaruh Gaya Gesek	205
Gambar 5. 23. Distribusi gaya pada tiang pancang (BH-1)	218
Gambar 5. 24. Distribusi gaya pada tiang pancang (BH-2)	233
Gambar 5. 25. Konfigurasi Tiang Pancang Abutment	248
Gambar 5. 26. Pembagian Segmen untuk Penulangan Abutment	253
Gambar 5. 27. Gaya yang terjadi pada Abutment	253
Gambar 5. 28. Distribusi Beban pada Longitudinal Stopper 1	254
Gambar 5. 29. Distribusi Beban pada Longitudinal Stopper 2	258
Gambar 5. 30. Pembebanan Pada Badan Abutment	263
Gambar 5. 31. Perencanaan Pilar Jembatan	269
Gambar 5. 32. Penampang Melintang Pilar	271
Gambar 5. 33. Pembagian segmen HeadStock	272
Gambar 5. 34. Kolom Pilar	273
Gambar 5. 35. Beban Lajur "D"	275
Gambar 5. 36. Beban terbagi Rata (UDL)	275
Gambar 5. 37. Faktor Beban Dinamis	276
Gambar 5. 38. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki	277
Gambar 5. 39. Gaya Rem	278
Gambar 5. 40. Koefisien Seret pada Pilar	281
Gambar 5. 41. Lendutan Ekuivalen untuk Tumbukan Batang Kayu	282

Gambar 5. 42. Kelas Situs Tanah	284
Gambar 5. 43. Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik.....	284
Gambar 5. 44. Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik.....	285
Gambar 5. 45. Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik.....	286
Gambar 5. 46. Faktor modikasi respon (R)	287
Gambar 5. 47. Beban gempa arah x (memanjang jembatan).....	288
Gambar 5. 48. Distribusi gaya pada tiang pancang Pilar.....	303
Gambar 5. 49. Konfigurasi Tiang Pancang Pilar.....	316
Gambar 5. 50. Pembebanan Longitudinal Stopper 1	321
 Gambar 6. 1. Elastomer Bearing Pad	 326
 Gambar 7. 1. Dimensi Pelat Injak	 332
Gambar 7. 2. Detail Penulangan Pelat Injak.....	336
Gambar 7. 3. Detail Penulangan Wing Wall	345



DAFTAR TABEL

DAFTAR TABEL

Tabel 2. 1.Kekuatan Beton untuk Abrasi	11
Tabel 2. 2.Ketentuan Tebal Selimut Nominal Untuk Beton.....	12
Tabel 2. 3. Faktor Kepentingan Jembatan untuk perencanaan beban gempa.....	18
Tabel 2. 4.Faktor Jenis Bangunan untuk perencanaan beban gempa	18
Tabel 2. 5.Koefisien Geser Tanah	19
Tabel 4. 1. Data Pipa Sandaran	47
Tabel 4. 2. Faktor Beban Untuk Sandaran	48
Tabel 4. 3. Berat Bahan Untuk Sandaran	48
Tabel 4. 4. Faktor Beban Untuk Kerb	55
Tabel 4. 5. Faktor Beban Untuk Kerb	59
Tabel 4. 6. Perhitungan Beban Mati Tambahan	65
Tabel 4. 7. Momen Pelat.....	69
Tabel 4. 8. Kombinasi 1	70
Tabel 4. 9. Kombinasi 2	70
Tabel 4. 10. Berat Mati Tambahan	78
Tabel 4. 11. Beban Mati Terpusat	78
Tabel 4. 12. Beban Hidup.....	79
Tabel 4. 13. Momen Pelat Kantilever.....	80
Tabel 4. 14. Kombinasi 1	81
Tabel 4. 15.Kombinasi 2	81
Tabel 4. 16.Beban mati yang ditumpu oleh Girder Tepi	91
Tabel 4. 17. Beban hidup yang ditumpu oleh Girder Tepi	94
Tabel 4. 18. Beban mati yang ditumpu oleh Girder Tengah	131
Tabel 4. 19.Beban hidup yang ditumpu oleh Girder Tengah	133
Tabel 4. 20. Berat Sendiri pada diafragma	171
Tabel 4. 21. Beban Mati Tambahan pada Diafragma	172
Tabel 4. 22. Kombinasi Beban Ultimit pada Diafragma	173

Tabel 5. 1. Dimensi Abutment dan Keterangan	180
Tabel 5. 2. Perhitungan Beban Mati pada Bangunan Atas	182
Tabel 5. 3. Perhitungan Berat Abutment	183
Tabel 5. 4. Rekap Beban pada Abutment	184
Tabel 5. 5. Beban Mati Tambahan pada Abutment	185
Tabel 5. 6. Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah.....	187
Tabel 5. 7. Beban Angin.....	192
Tabel 5. 8. Distribusi Beban Gempa pada Abutment	200
Tabel 5. 9. Rekap Beban Kerja Pada Abutment	206
Tabel 5. 10. Kombinasi 1	207
Tabel 5. 11. Kombinasi 2	208
Tabel 5. 12. Kombinasi 3	209
Tabel 5. 13. Kombinasi 4	210
Tabel 5. 14. Kombinasi 5	211
Tabel 5. 15. Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja Abutment	219
Tabel 5. 16. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1).....	221
Tabel 5. 17. Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1).....	222
Tabel 5. 18. Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1).....	223
Tabel 5. 19. Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1).....	224
Tabel 5. 20. Kombinasi 5 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1).....	225
Tabel 5. 21. Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja.....	234
Tabel 5. 22. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2).....	236
Tabel 5. 23. Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2).....	237
Tabel 5. 24. Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2).....	238

Tabel 5. 25. Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)	239
Tabel 5. 26. Kombinasi 5 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)	240
Tabel 5. 27. Kombinasi 1 Beban ultimate Pile Cap Abutment...242	
Tabel 5. 28. Kombinasi 2 Beban ultimate Pile Cap Abutment...242	
Tabel 5. 29. Kombinasi 3 Beban ultimate Pile Cap Abutment...243	
Tabel 5. 30. Kombinasi 4 Beban ultimate Pile Cap Abutment...243	
Tabel 5. 31. Kombinasi 5 Beban ultimate Pile Cap Abutment...244	
Tabel 5. 32. Rekap Kombinasi Ultimate Pile Cap Abutment.....245	
Tabel 5. 33. Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Abutment	246
Tabel 5. 34. Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Abutment	247
Tabel 5. 35. Tekanan Tanah bagian 1.....254	
Tabel 5. 36. Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 1	255
Tabel 5. 37. Tekanan tanah bagian 2.....259	
Tabel 5. 38. Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 2	260
Tabel 5. 39. Tekanan Tanah bagian 3.....264	
Tabel 5. 40. Perhitungan Momen dan Gaya pada Badan Abutment	265
Tabel 5. 41. Dimensi Pilar dan Keterangan.....270	
Tabel 5. 42. Perhitungan Berat Struktur Atas.....272	
Tabel 5. 43. Perhitungan Momen pada Headstock.....273	
Tabel 5. 44. Perhitungan Momen pada Pile Cap.....273	
Tabel 5. 45. Rekap Berat Sendiri Struktur Bawah	274
Tabel 5. 46. Rekap beban akibat berat sendiri pada Pilar.....274	
Tabel 5. 47. Beban Mati Tambahan pada Pilar	274
Tabel 5. 48. Beban Angin.....279	
Tabel 5. 49. Distribusi Beban pada Pilar arah memanjang	289
Tabel 5. 50. Distribusi Beban pada Pilar arah melintang	290
Tabel 5. 51. Rekap Beban Kerja pada Pilar.....292	

Tabel 5. 52. Kombinasi 1	293
Tabel 5. 53. Kombinasi 2	294
Tabel 5. 54. Kombinasi 3	295
Tabel 5. 55. Kombinasi 4	296
Tabel 5. 56. Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja Pilar	304
Tabel 5. 57. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar	306
Tabel 5. 58. Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar	307
Tabel 5. 59. Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar	308
Tabel 5. 60. Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar	309
Tabel 5. 61. Kombinasi 1 Beban ultimate Pile Cap Pilar	311
Tabel 5. 62. Kombinasi 2 Beban ultimate Pile Cap Pilar	311
Tabel 5. 63. Kombinasi 3 Beban ultimate Pile Cap Pilar	312
Tabel 5. 64. Kombinasi 5 Beban ultimate Pile Cap Pilar	313
Tabel 5. 65. Rekap Kombinasi Ultimate untuk Pile Cap Pilar ...	313
Tabel 5. 66. Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Pilar	314
Tabel 5. 67. Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Pilar	315
Tabel 5. 68. Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 1	322
Tabel 7. 1. Faktor Beban Pelat Injak	331
Tabel 7. 2. Berat Bahan Pelat Injak	332
Tabel 7. 3. Berat sendiri pelat injak	332
Tabel 7. 4. Beban mati tambahan pelat injak	333
Tabel 7. 5. Kombinasi beban pelat injak	333
Tabel 7. 6. Tekanan tanah aktif pada wing wall	338
Tabel 7. 7. Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall	339
Tabel 7. 8. Momen akibat gempa pada wing wall	340
Tabel 7. 9. Momen akibat tekanan tanah dinamis wing wall	341

Tabel 7. 10.Kombinasi beban pada wingwall.....341

Tabel 7. 11.Kombinasi beban ultimate wing wall342

The background of the slide is a repeating pattern of blue squares, each containing the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo and the text "ITS INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER".

BAB I PENDAHULUAN

BAB I

PENDAHULUAN

1.1. Latar Belakang

Peran Transportasi dalam pengembangan suatu wilayah sangatlah penting karena dengan adanya sarana transportasi maka arus perputaran ekonomi dapat berjalan dengan lancar. Salah satu alat transportasi yang biasa digunakan adalah jalan raya tetapi, sering kali dalam proses pembangunannya mengalami banyak kendala dan halangan baik itu berupa sungai, laut, danau, waduk, jurang atau yang melintasi jalan yang terpisahkan oleh suatu rintangan maka yang berfungsi untuk memperlancar arus lalu lintas diperlukan suatu sarana berupa bangunan Jembatan. Dengan adanya sarana jembatan ini akan memberikan kelancaran aktifitas gerak khususnya untuk kegiatan perekonomian yang akan memacu laju pertumbuhan suatu wilayah.

Dalam rangka memenuhi dan menunjang kegiatan transportasi, khususnya pada jalur arteri lintas selatan di Kabupaten Malang, maka dibangunlah Jembatan Sengkaring di ruas jalan Balekambang – Blitar yaitu Kecamatan Bantur di Kabupaten Malang. Jembatan yang dibangun diatas sungai sengkaring ini mempunyai panjang bentang 45 m, dan lebar total jembatan 10,25 m. Morfologi daerah yang dilintasi jembatan naik turun dan merupakan areal hutan. Topografi pada jembatan relatif lurus dan datar, kondisi existing masih berupa lahan kosong. Jembatan berada 2 m di atas muka air banjir (MAB). Bangunan bawah jembatan ini menggunakan abutment dinding penahan kantilever dengan pondasi pancang dan pondasi sumuran.

Jembatan Sengkaring yang dibangun dengan konstruksi rangka baja tersebut akan digunakan sebagai objek tugas akhir yang akan di desain ulang dengan metode beton konvensional atau beton bertulang. Pada jembatan tersebut juga akan di desain trotoar pada sisi kanan kiri jembatan sepanjang 1 m.

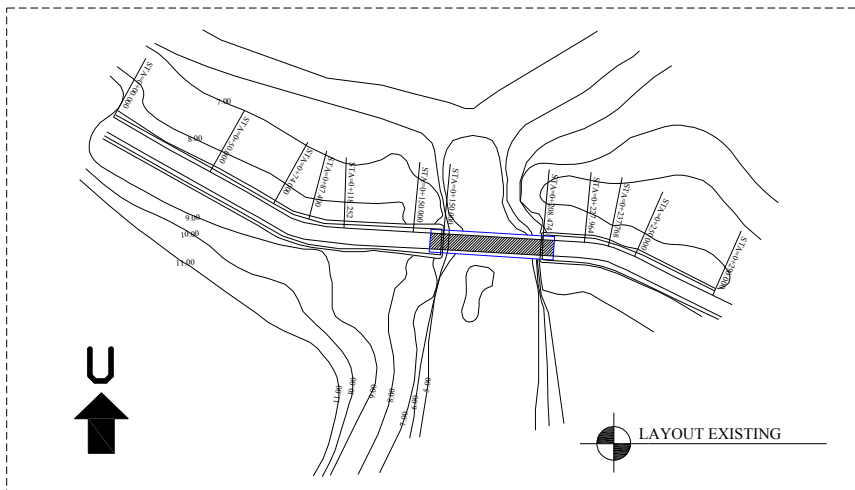
Data Proyek :

1. Nama Proyek : Perencanaan Ulang Jembatan Sengkaring
2. Pemilik Proyek : Dinas PU Bina Marga Propinsi Jawa Timur
3. Lokasi Proyek : Terletak di ruas jalan Balekambang – Blitar Kecamatan Bantur Kabupaten Malang
4. Bangunan Atas : Struktur Balok Beton Bertulang
5. Bangunan Bawah : Pondasi Tiang Pancang

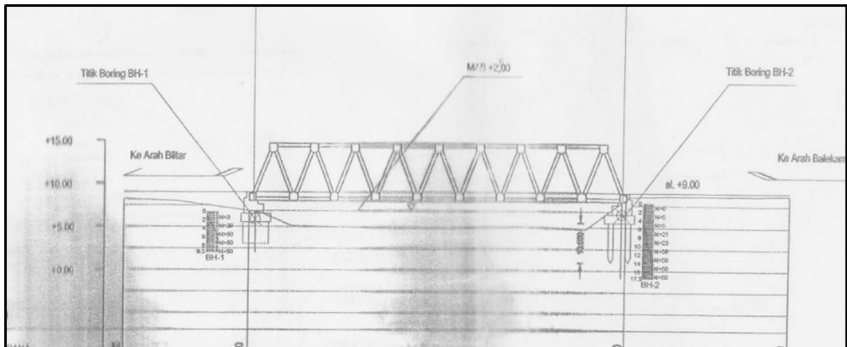
Data Lokasi Proyek Jembatan Sengkaring :



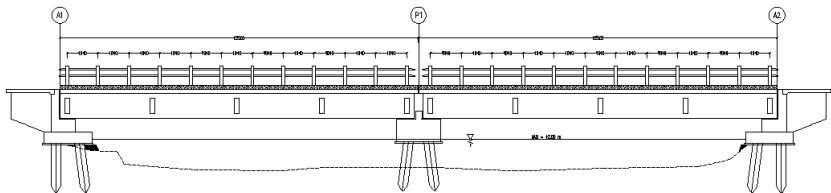
Gambar 1. 1. Lokasi Jembatan Sengkaring



Gambar 1. 2. Layout Existing Jembatan



Gambar 1. 3. Gambar Existing Jembatan Sengkaring



Gambar 1. 4. Rencana Memanjang Jembatan Sengkaring

1.2. Rumusan Masalah

Dengan melihat uraian latar belakang di atas, maka dalam penulisan tugas akhir ini terdapat permasalahan-permasalahan diantaranya sebagai berikut :

1. Bagaimana prosedur perencanaan dan perhitungan bangunan atas jembatan yang meliputi :
 - Perencanaan trotoar dan kerb
 - Perencanaan tiang sandaran
 - Perencanaan dimensi, pembebanan, dan penulangan pelat lantai kendaraan.
 - Perencanaan dimensi, pembebanan, dan penulangan gelagar dengan sistem beton bertulang.
 - Perencanaan dimensi dan penulangan diafragma dengan sistem beton bertulang.
2. Bagaimana prosedur perencanaan dan perhitungan bangunan bawah jembatan, meliputi :
 - Perencanaan abutment
 - Perencanaan pondasi tiang pancang
 - Perencanaan pilar
 - Perencanaan poer
3. Bagaimana prosedur perencanaan dan perhitungan bangunan pelengkap jembatan, meliputi :
 - Perencanaan pelat injak
 - Perencanaan tembok sayap (Wing Wall)
4. Berapa hasil perhitungan struktur jembatan yang dititik beratkan pada perencanaan dimensi, analisis struktur beserta kontrolnya dan bagaimana bentuk gambar teknis.

1.3. Batasan Masalah

Dari uraian perumusan masalah di atas, maka perlu adanya suatu batasan masalah dalam penulisan tugas akhir ini, antara lain:

1. Menghitung struktur jembatan yang dititik beratkan pada perencanaan dimensi, analisa struktur beserta kontrolnya
2. Merencanakan struktur bangunan atas, bangunan bawah, bangunan pelengkap, serta perencanaan system perletakan jembatan
3. Menggunakan rumus empiris maupun analitis dalam perhitungan sesuai dengan literatur yang ada
4. Tidak menghitung anggaran biaya kontruksi jembatan

1.4. Maksud dan Tujuan

Adapun tujuan-tujuan yang hendak dicapai dari perencanaan ini adalah :

1. Merencanakan dimensi sruktur bangunan atas yang meliputi :
 - a. Pelat lantai kendaraan dan menghitung kebutuhan penulangannya,
 - b. Gelagar memanjang dan melintang serta menghitung kebutuhan penulangannya,
 - c. Tiang sandaran,
 - d. Trotoar,
 - e. Balok kerb,
2. Merencanakan dimensi struktur bangunan bawah yang meliputi :
 - a. Abutment serta kebutuhan penulangannya
 - b. Pondasi tiang panang
 - c. Pilar
 - d. Poer dan menghitung kebutuhan penulangannya
3. Merencanakan dimensi struktur bangunan pelengkap yang meliputi :

- a. Pelat injak dan menghitung kebutuhan penulangannya
 - b. Tembok sayap (*Wing Wall*) dan menghitung kebutuhan penulangannya
4. Menggambar detail dari struktur yang direncanakan tersebut.

1.5. Manfaat

Dalam penyusunan tugas akhir ini, mahasiswa diharapkan mampu dan kreatif dalam menyusun tugas akhir. Manfaat yang dapat diambil adalah :

1. Untuk dijadikan sebagai tugas akhir yang menjadi syarat kelulusan.
2. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa dan suatu aplikasi daari keseluruhan ilmu yang telah dipelajari selama proses kuliah.
3. Dapat mengetahui proses perencanaan yang terjadi dalam suatu proyek jembatan.
4. Mendapat ilmu tambahan khususnya dibidang teknik sipil
5. Sebagai proses pembelajaran bagi mahasiswa

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo is a blue shield with a white emblem inside, and the text 'ITS' and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' is written in white below the emblem. The logos are arranged in a grid-like pattern, slightly offset from each other.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

2.1. Jembatan

Definisi jembatan merupakan suatu struktur konstruksi yang berfungsi untuk menghubungkan dua bagian jalan yang terputus oleh adanya rintangan - rintangan seperti lembah yang dalam, alur sungai saluran irigrasi dan pembuang.

2.2. Data Perencanaan Jembatan

Kondisi eksisting Jembatan Sengkaring memiliki lebar 10,25 m dengan lebar lantai kendaraan 7,5 m. Pelat lantai kendaraan terdiri dari 2 jalur lalu lintas dimana pada setiap jalur terdiri atas 2 lajur. Lantai kendaraan terbuat dari pelat beton bertulang dan panjang jembatan 45 m yang terbagi menjadi 2 bentang, bentang pertama dan bentang kedua memiliki panjang bentang 22,5 m. Selain itu pada bagian bawah Jembatan Sengkaring terdiri dari 1 pilar dan 2 kepala jembatan (Abutment) yang terletak antara kedua bentang jembatan.

Struktur utama penyusun jembatan terdiri dari struktur beton bertulang pada semua bentang. Perencanaan ulang struktur Jembatan Sengkaring menggunakan sistem struktur beton bertulang dengan penampang balok T. beton bertulang sebagai bahan konstruksi mempunyai banyak kelebihan yaitu :

1. Struktur beton bertulang sangat kokoh.
2. Beton bertulang mempunyai suatu ketahanan yang sangat tinggi terhadap api maupun air, bahkan merupakan bahan struktur terbaik untuk bangunan yang banyak bersentuhan dengan air karena mempunyai tingkat korositas rendah disbanding baja. Pada peristiwa kebakaran dengan intensitas rata – rata, batang struktur dengan ketebalan penutup beton yang

memadai sebagai pelindung tulangan hanya mengalami kerusakan pada permukaannya saja tanpa mengalami keruntuhan.

3. Beton bertulang tidak memerlukan biaya pemeliharaan yang tinggi.
4. Dibandingkan dengan bahan lain beton memiliki usia layan yang sangat panjang. Dalam kondisi – kondisi normal, struktur beton bertulang dapat digunakan sampai kapanpun tanpa kehilangan kemampuannya untuk menahan beban. Ini dapat dijelaskan dalam realita yang ada bahwa kekuatan beton tidak berkurang seiring bertambahnya waktu bahkan semakin lama semakin bertambah dalam hitungan tahun karena lamanya proses pepadatan pasta semen (***DR. Edward G, Nawy, “ Beton Bertulang Suatu Pendekatan “, Edisi ke-5 Jilid I***).

Selain kelebihan, beton bertulang juga memiliki beberapa kekurangan, seperti :

1. Beton mempunyai kuat tarik yang sangat rendah, sehingga memerlukan penggunaan tulangan tarik.
2. Beton bertulang memerlukan bekisting untuk menahan beton tetap ditempatnya sampai beton tersebut mengeras. Selain itu, penopang atau penyangga sementara mungkin diperlukan untuk menjaga agar bekesting tetap berada pada tempatnya.
3. Rendahnya kekuatan per satuan berat dari beton bertulang menjadi berat. Ini akan sangat berpengaruh pada struktur – struktur bentang panjang dimana berat mati beton yang besar akan sangat mempengaruhi momen lentur.

2.2.1. Data Bahan

a. Beton

- 1) Berdasarkan “*Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*”, (R-SNI T-12-2004) hal 22 - 177 didapatkan bahwa perkerasan dan lantai jembatan yang berhubungan dengan lalu lintas menengah atau berat (kendaraan mempunyai masa kotor lebih dari 3 ton), kuat tekan karakteristik minimum untuk beton f_c' adalah 25 Mpa.

Tabel 2. 1.Kekuatan Beton untuk Abrasi

Bagian bangunan dan/atau jenis lalu lintas	Kuat tekan minimum f_c' [MPa]
Jalan untuk pejalan kaki dan sepeda	20
Perkerasan dan lantai jembatan yang berhubungan dengan: 1. Lalu lintas ringan yang menggunakan ban hidup (karet berisi udara), untuk kendaraan yang mempunyai berat sampai 3 ton 2. Lalu lintas menengah atau berat (kendaraan yang mempunyai berat lebih besar dari 3 ton) 3. Lalu lintas yang tidak menggunakan ban hidup 4. Lalu lintas dengan roda baja	20 25 35 Harus diperkirakan, tetapi tidak kurang dari 35

- 2) Modulus elastisitas beton (E_{cj}) berdasarkan “*Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*”, (R-SNI T-12-2004) hal 12 - 177 pada umur tertentu mutu beton bisa diambil:

$$E_{cj} = W_C^{1,5} (0,043 \sqrt{f_c'}) \dots\dots\dots (2.1)$$

dimana,

W_c = Berat volume beton ≥ 24 Mpa

F_c' = 25 Mpa

- 3) Tebal Selimut Beton

Tebal selimut beton direncanakan berdasarkan “**Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan**”, (**R-SNI T-12-2004**) hal 23 – 177

Tabel 2. 2.Ketentuan Tebal Selimut Nominal Untuk Beton

Klasifikasi lingkungan	Tebal selimut beton nominal [mm] untuk beton dengan kuat tekan f_c' yang tidak kurang dari				
	20 MPa	25 MPa	30 MPa	35 MPa	40 MPa
A	35	30	25	25	25
B1	(65)	45	40	35	25
B2	-	(75)	55	45	35
C	-	-	(90)	70	60

b. Baja

Mutu tulangan yang digunakan adalah :

- 1) Untuk tulangan dengan $D < 12$ mm, maka $f_{sy} = 240$ Mpa (Garade U24), **Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.**
- 2) Untuk tulangan dengan $D \geq 13$ mm, maka $f_{sy} = 400$ Mpa (Garade U39), **Bridge Design Code, tabel 6.12 hal 35.**

2.2.2. Data Tanah

Tanah pada lokasi Jembatan Sengkaring merupakan jenis tanah keras karena pada kedalaman sekitar 6 m – 8 m sudah didapati lapisan batuan.

2.3. Kriteria desain jembatan beton bertulang

Dalam perencanaan perhitungan pada Jembatan Sengkaring dengan Sitem gelagar Beton Bertulang digunakan acuan/pedoman sebagai berikut :

- 1) Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (**R-SNI T-12-2004**)
- 2) Standar Pembebanan Untuk Jembatan (**R-SNI T-02-2005**)

- 3) BRIDGE DESIGN MANUAL (*BMS BDM – 1992*)
- 4) BRIDGE DESIGN CODE (*BMS BDC – 1992*)

2.4. Struktur Penyusun Jembatan

Jembatan terdiri atas beberapa struktur bangunan yang umumnya dibagi menjadi bangunan atas yang berupa sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar, dan diafragma; bangunan bawah yang berupa abutment/kepala jembatan, pilar (bila diperlukan), dan pondasi; dan bangunan pelengkap yang terdiri dari pelat injak, wing wall.

2.4.1. Dasar – dasar perencanaan

Untuk menjamin keamanan struktur jembatan dalam menerima beban yang terjadi terdapat dua pendekatan yaitu Rencana Tegangan Kerja dan Rencana Keadaan Batas.

a. Rencana tegangan kerja

Yang dimaksud dengan rencana tegangan kerja adalah pendekatan elastis yang digunakan untuk memperkirakan kekuatan atau stabilitas dengan membatasi tegangan dalam struktur sampai tegangan ijin sebesar kurang lebih setengah dari kekuatan struktur actual pada beban kerja. Tegangan kerja tersebut nilainya harus kurang dari sama dengan tegangan ijin, nilai tegangan ijin dapat diperoleh dengan membagi antara tegangan ultimate yang terjadi dengan factor keamanan (SF). Dapat ditulis dalam rumus:

$$\text{Tegangan Kerja} \leq \text{Tegangan ijin} = \frac{\text{Tegangan Ultimate}}{\text{SF}}$$

Kekuatan dalam rencana tegangan kerja adalah kurangnya efisiensi untuk mencapai tingkat keamanan yang konsisten jika factor keamanan dipergunakan untuk bahan saja.

b. Rencana keadaan batas

Rencana tegangan batas merupakan istilah yang digunakan untuk menjelaskan pendekatan perencanaan dimana semua fungsi bentuk struktur telah diperhitungkan. Pada rencana keadaan batas, tingkat keamanan digunakan lebih merata pada seluruh struktur dengan menggunakan factor keamanan parsial. Perbedaan yang ada dari rencana tegangan kerja dengan rencana keadaan batas adalah jika pada rencana tegangan kerja factor keamanan hanya digunakan untuk bahan, sedangkan pada rencana keadaan batas factor keamanan terbagi antara beban dan bahan yang mengijinkan adanya ketidakpastian pada dua bagian tersebut atau dapat ditulis dalam rumus :

$$K^R \times \text{kapasitas nominal} \geq K^U \text{ bebean nominal}$$

Dimana : K^R = Faktor reduksi kekuatan

K^U = Faktor beban.

Untuk daftar lengkap factor reduksi kekuatan dan factor beban dapat dilihat pada

“Standar Pembebanan Untuk Jembatan”, (R-SNI T-02-2004) hal 8 – 63

2.4.2. Analisis pembebanan struktur jembatan

Pada perencanaan jembatan yang perlu diperhatikan adalah beban-beban yang terjadi pada jembatan. Beban-beban tersebut akan mempengaruhi besarnya dimensi dari struktur jembatan serta banyak tulangan yang digunakan. Pada peraturan ***“Standar Pembebanan Untuk Jembatan”, (R-SNI T-02-2004)*** aksi-aksi (beban) di golongan berdasarkan sumbernya yaitu:

1. Aksi tetap

Aksi tetap merupakan aksi-aksi dari beban yang terjadi secara menetap pada jembatan selama umur rencana jembatan tersebut. Beban-beban tersebut antara lain berat sendiri bangunan jembatan, beban akibat sandaran, beban air hujan dan lain-lain.

2. Beban lalu lintas

Beban lalu lintas merupakan beban-beban yang terjadi akibat adanya gaya-gaya yang ditimbulkan oleh adanya lalu lintas yang melalui jembatan selama umur rencana jembatan (UDL, KEL, dan Truk).

3. Aksi lingkungan

Beban-beban yang ditimbulkan merupakan beban yang terjadi karena adanya factor lingkungan yaitu beban akibat gempa, beban akibat angin, beban tekanan tanah dan sebagainya.

4. Aksi – aksi lainnya

Selain berdasarkan sumbernya beban-beban pada jembatan dapat dibedakan berdasarkan jenisnya yaitu :

a. Beban Mati

Beban mati struktur jembatan adalah berat sendiri dari masing – masing bagian struktural jembatan dan berat mati tambahan yang berupa berat perkerasan. Masing – masing berat bagian tersebut harus dianggap sebagai aksi yang saling terkait.

b. Beban Hidup

Beban hidup pada jembatan meliputi :

1) Beban Lalu – Lintas

Beban lalu – lintas untuk perencanaan struktur jembatan terdiri dari beban lajur “ D “ dan beban truk “ T “ :

a. Beban Lajur “ D “

Beban lajur D bekerja pada seluruh lebar jalur kendaraan dan menimbulkan pengaruh pada girder yang ekuivalen dengan suatu iring – iringan kendaraan yang sebenarnya. Identitas beban D terdiri dari beban tersebar merata dan beban garis.

- Beban tersebar merata ($UDL = q$)

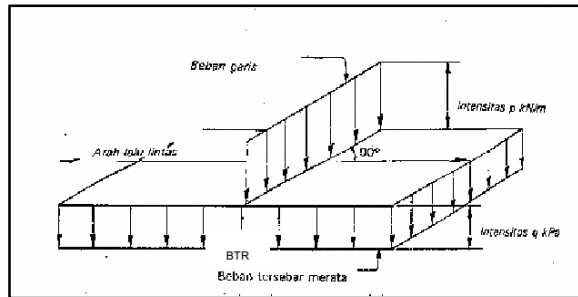
Besarnya beban tersebar merata q adalah:

$q = 9,0 \text{ kN/m}^2$ (untuk $L < 30 \text{ m}$), digunakan dalam desain.

$q = 9,0 (0,5 + 15/L) \text{ kN/m}^2$ (untuk $L > 30 \text{ m}$) dimana, L = bentang Girder menerus.

- Beban Garis (KEL)

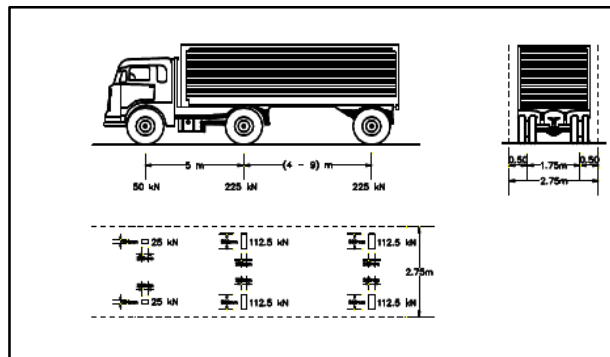
Besarnya beban garis “ P “ ditetapkan sebesar 49 kN/m .



Gambar 2. 1. Kedudukan Beban Lajur “D”

b. Beban Truk “ T “

Beban truk “ T “ adalah berat satu kendaraan berat dengan 3 as yang ditempatkan pada beberapa posisi yang digunakan untuk menganalisis pelat jalur lalu – lintas.



Gambar 2. 2. Kedudukan Beban Lajur “T”

2) **Beban Pejalan Kaki**

Semua elemen dari trotoar atau jembatan penyeberangan yang langsung memikul pejalan kaki harus direncanakan untuk beban nominal 5 kPa

3) **Gaya Rem**

Pengaruh pengereman kendaraan diperhitungkan dalam analisis jembatan dimana gaya tersebut bekerja pada permukaan lantai jembatan

c. **Beban lateral**

1) **Beban Gempa**

Analisis beban gempa berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{SM}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R).

$$T_{EQ} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

Dimana :

T_{EQ} = Gaya gempa horizontal statis (kN)

C_{SM} = Koefisien respons gempa elastik pada moda getar ke-m

R = Faktor modifikasi respons

W_T = Berat total struktur terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai (kN)

Tipe Jembatan (2)	Jembatan dengan daerah sendi beton	Jembatan dengan daerah sendi beton prategang	
		Prategang Persial (2)	Prategang Penuh (2)
Tipe A (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe B (3)	1,0 F	1,15 F	1,3 F
Tipe C	3,0	3,0	3,0

Tabel 2. 5.Koefisien Geser Tanah

Daerah gempa (1)	Koefisien geser dasar C		
	Tanah teguh (2)	Tanah Sedang (2)	Tanah Lunak
1	0,20	0,23	0,23
2	0,17	0,21	0,21
3	0,14	0,18	0,18
4	0,10	0,15	0,15
5	0,07	0,12	0,12
6	0,06	0,06	0,07

2) Beban Angin

Gaya angin nominal ultimate pada jembatan tergantung pada kecepatan angin rencana sebagai berikut :

$$T_{EW} = 0,0012 \cdot C_w \cdot (V_w)^2 \cdot A_b \quad \dots\dots (2.2)$$

Dimana :

V_w = Kecepatan angina rencana (m/dt)

C_w = Koefisien Seret

A_b = Luas ekuivalen bagian samping jembatan (m²)

d. Kombinasi Beban

Kombinasi pembebanan didasarkan pada ketentuan dalam

“Standar Pembebanan Untuk Jembatan”, (R-SNI T-02-2004),
yaitu :

No	Aksi	Lamanya waktu	Faktor beban (ultimate)
1	Berat Sendiri	Tetap	1,4
2	Beban mati tambahan	Tetap	2
3	Beban lajur “D”	Sementara	1,8
4	Beban truk “T”	Sementara	1,8
5	Gaya Rem	Sementara	1,8
6	Beban trotoar	Sementara	2
7	Aliran/benda hanyutan	Sementara	2
8	Angin	Sementara	1,2
9	Gempa	Sementara	1
10	Tekanan tanah	Tetap	1,4

Sumber : “Standar Pembebanan Untuk Jembatan”, (R-SNI T-02-2004)

Dalam merencanakan jembatan harus direncanakan jumlah lajur yang direncanakan jumlah lajur yang direncanakan yang disesuaikan dengan kebutuhan jembatan tersebut. Adapun jumlah lajur tersebut seperti terdapat pada ***“Standar Pembebanan Untuk Jembatan”***, (R-SNI T-02-2004) hal 15 – 63 adalah sebagai berikut :

Jenis Jembatan	Lebar Jalan Kendaraan Jembatan (m)	Jumlah Lajur Lalu Lintas
Lajur Tunggal	4,0 – 5,0	1
Dua arah, Tanpa median	5,5 – 8,25 11,25 – 15,0	2 (3) 4
Jalan Kendaraan Majemuk	8,25 – 11,25 11,3 – 15,0 15,1 – 18,75 18,8 – 22,5	3 4 5 6

Sumber : “Standar Pembebanan Untuk Jembatan”, (R-SNI T-02-2004) hal 15 – 63

2.5. Bangunan Atas Jembatan

Seperti telah disesuaikan di atas, yang termasuk pada bagian bangunan atas jembatan adalah sandaran, pelat lantai dan trotoar, gelagar, dan diafragma. Dimana setiap bagian tersebut akan dijelaskan sebagai berikut :

2.5.1. Sandaran

Sandaran pada jembatan berguna sebagai pembatas atau pengaman pejalan kaki yang melintas di atas jembatan agar tidak jatuh ke sisi luar jembatan. Perencanaan sandaran disesuaikan dengan ***“Standar Pembebanan Untuk Jembatan”***, (R-SNI T-02-2004) hal 56 – 60, sandaran untuk pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan yang bekerja secara bersamaan dalam arah menyilang

vertikal dan horisontal dengan masing – masing beban sebesar $W^*=0,75 \text{ kN/m}$.

2.5.2. Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 kN/m yang bekerja pada bagian atas kerb sepanjang jembatan dengan arah horisontal “*Standar Pembebanan Untuk Jembatan*”, (R-SNI T-02-2004) hal 55 – 60

2.5.3. Perencanaan Pelat

Perencanaan awal pelat lantai sesuai dengan “*Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan*”, (R-SNI T-12-2004) hal 38 – 177, adalah :

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

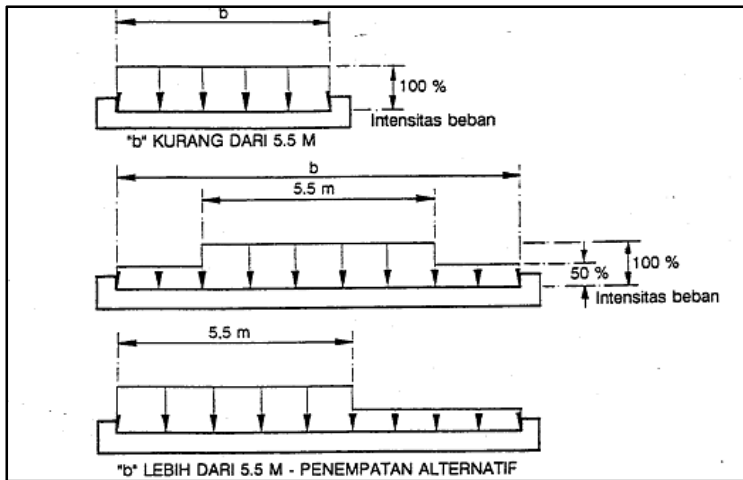
$$t_s \geq (100 + 40 L) \text{ mm}$$

Dimana L adalah panjang bentang jembatan

Beban rencana untuk kendaraan pada pelat diasumsikan dengan beban truk. Truk “T” harus ditempatkan di tengah lajur lalu lintas dan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh jembatan ditempatkan hanya satu truk.

2.5.4. Perencanaan Gelagar

Untuk lebar lajur kendaraan jembatan k urang atau sama dengan $5,5 \text{ m}$, maka beban D harus ditempatkan pada seluruh lajur dengan intensitas 100%, dan apabila lebih besar dari $5,5 \text{ m}$ beban D harus ditempatkan pada jumlah lajur lalu lintas rencana (n_1) yang bedekatan tercantum pada **Tabel 11 R-SNI T-12-2004**. Lajur lalu lintas rencana yang membentuk strip ini bisa ditempatkan dimana saja pada lajur jembaran. Beban “D” tambahan harus ditempatkan pada seluruh lebar sisa dari lajur dengan intensitas sebesar 50%.



Gambar 2. 3. Kedudukan Beban Lajur "D" dalam garis

2.5.5. Perencanaan Perletakan Elastomer

Perencanaan perletakan pada Jembatan Sengkering ini direncanakan menggunakan landasan yang strukturnya terbuat dari karet yang didalamnya juga dilengkapi dengan pelat baja (Rubber Bearing Pad) dan dibentuk dengan proses Vulkanisasi. Adapun karet yang digunakan harus memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis walaupun diberikan beban yang besar dalam waktu yang lama, untuk pembahasan selanjutnya jenis perletakan ini dikenal dengan Elastomer laminasi.

Tahapan dibawah ini diuji coba sampai diperoleh ukuran perletakan yang memadai. Tahapan perencanaan antara lain (**BDM, BMS hal 7-4**) :

1. Tentukan beban dan gerakan terburuk
2. Buatlah pemilihan perletakan permulaan
3. Periksa pemilihan perletakan permulaan terhadap :
 - Bentuk dan fungsi yang tepat
 - Luas tumpuan efektif
 - Regangan geser maximum

- Tegangan tekan rata-rata
- Tebal pelat baja minimum
- Tahapan gesek terhadap geseran

A. Penentuan Beban Dan Gerakan Terburuk

Terdiri dari beban tegak lurus pada permukaan tumpuan (V^*) dan beban Horisontal (H^*) dan gerakan tangensial dan perputaran relatif

Perputaran relatif

1. Beban vertical atau reaksi perletakan (V^*)

Reaksi total maksimum akibat beban mati dan beban hidup

$$Ra^* = Rb^* \dots\dots\dots (2.3)$$

Reaksi total maksimum akibat beban mati dan beban hidup

$$Ra^* = Rb^* \dots\dots\dots (2.4)$$

$$= [R \text{ (Diafragma + bs.primer \& sekunder)}]$$

2. Gaya Horisontal (H^*)

Gaya horizontal berasal dari :

a. Beban mati pada kepala jembatan

$$R \text{ akibat beban mati} = H_1 = 15 \% \times R \dots\dots\dots (2.5)$$

b. Akibat gempa bumi

Berdasarkan PPTJ BMS hal 2 – 34 perencanaan beban gempa menggunakan rumus :

$$H_2 = Kh \times V \dots\dots\dots (2.6)$$

$$Kh = C \cdot S \dots\dots\dots (2.7)$$

$$= 0,1 \times 1$$

Dimana :

$S = 1$ (asumsi dapat menahan simpangan besar)

$C = 0,1$

- c. Akibat gaya rem

$$H_3 = F \text{ rem}$$

..... (2.8)

- d. Akibat pengaruh suhu dan susut

Akibat pengaruh suhu dan susut pada arah melintang dapat diabaikan (**BDC BMS hal 6 – 76**)

$$H^* \text{ total} = H_1 + H_2 + H_3$$

..... (2.9)

3. Gerakan tangensial ($\alpha_a \alpha_b \alpha_s$)

Berdasarkan **BDM BMS hal 7-6**, gerakan tangensial ($\alpha_a \alpha_b \alpha_s$)

$$\alpha_a = \frac{H \times t}{1000 \times A \times G}$$

..... (2.10)

Dimana :

H = gaya horizontal

t = tebal karet landasan

G = modulus geser = 0,69 MPa

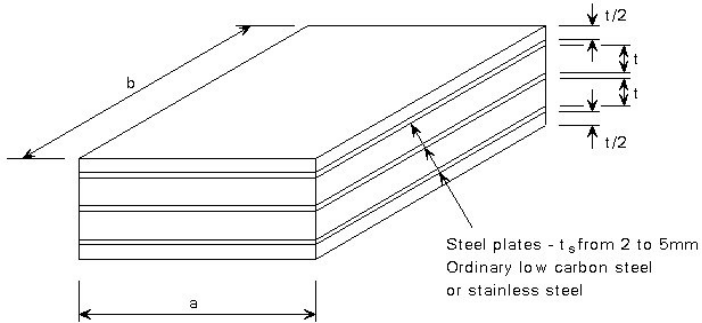
A = luas daerah karet

$\alpha_b = 0$ (lebar jembatan < 10 meter)

$\alpha_s = \alpha_a + \alpha_b$

B. Pemilihan Perletakan

Dalam pemilihan perletakan bisa didapatkan pada **tabel 7.4 (a) sampai dengan 7.4 (t) BMS BDM hal 7-7** dengan ukuran dimensi dan kekuatan yang berbeda – beda.



Gambar 2. 4. Elastomer Bearing Pad

Kontrol Perletakan

Periksa perletakan dengan perumusan dari **BMS BDM hal 7 – 17** sebagai berikut :

- a. Pemeriksaan Luas Efektif Minimum

$$1,00 \geq \frac{A_{eff}}{0,8A} \quad \text{..... (2.11)}$$

- b. Pemeriksaan Regangan total maksimum

$$E_{sc} + E_{st} + E_{sh} = E_t \leq \frac{2,6}{\sqrt{6}} \quad \text{..... (2.12)}$$

- c. Pemeriksaan regangan geser

$$E_{shmaks}/e_{sh} \geq 1,00 \quad \text{..... (2.13)}$$

- d. Pemeriksaan Batas leleh

$$1,4.V.(0,69/G)/esc.VLL \geq 1,00 \quad \text{..... (2.14)}$$

- e. Pemeriksaan Tegangan maksimum rata rata
 $1,5.A_t/V^* \geq 1,00 \dots\dots (2.15)$
- f. Pemeriksaan Perputaran maksimum
 $(aa.a + aa.a)/(4.dc) \geq 1,00 \dots\dots (2.16)$
- g. Pemeriksaan Stabilitas Tekan
 $2.be.G.S.Aeff/(1000.V^*) \geq 1,00 \dots\dots (2.17)$
- h. Pemeriksaan Tebal Baja minimum (ts)
 $ts/3 \geq 1,00 \dots\dots (2.18)$
- i. Pemeriksaan Tahan gesek terhadap geseran (Perlu tahanan alternative bila < 1)
 $0,1(V^*+3000.Aeff)/H^* \geq 1,00 \dots\dots (2.19)$

2.6. Bangunan Bawah Jembatan

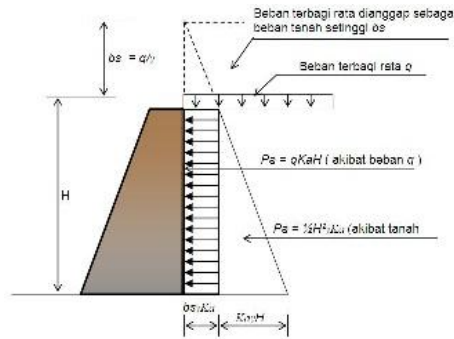
2.6.1. Kepala Jembatan (Abutment)

Kepala Jembatan (abutment) adalah suatu bangunan yang meneruskan semua beban baik beban hidup maupun beban mati dari bangunan atas dan tekanan tanah ke tanah pondasi. **(Ir.Suyono Sosrodarsono, hal 303, “Mekanika Tanah & Teknik Pondasi”)**. Desain awal kepala jembatan secara umum harus disesuaikan dengan jenis pondasi yang digunakan dan ketinggian dari jembatan yang direncanakan. Jika pemilihan telah dilakukan maka dapat dilihat cara pendesainan pada **BMS BDM hal 3 – 28 sampai 3 – 41**.

Beban yang diterima kepala jembatan yaitu beban bangunan atas dan tekanan tanah. Tekan tanah aktif merupakan tekanan tanah yang membebani dinding penahan tanah dengan arah horizontal, apabila dinding penahan tanah digerakkan ke arah tanah di bagian belakan maka tekanan tanah akan meningkat perlahan – lahan sampai mencapai suatu harga tetap. Tekanan tanah pasif

mempunyai tegangan horizontal yang arahnya berlawanan dengan tekanan tanah aktif.

Dibagian belakang tanah dinding penahan harus diperhitungkan ada beban tambahan yang bekerja akibat beban lalu lintas diatas tanah, besar beban lalu lintas tersebut setara dengan tanah setebal 0,6m yang bekerja secara merata pada bagian tanah yang dilewati oleh beban lalu lintas tersebut (**BMS BDC hal 2 – 18**).



Gambar 2. 5. Tekanan Tanah Aktif

Keterangan : γ = Berat isi tanah (t/m^3)
 h = Kedalaman tanah (m)
 q = beban merata (t/m)
 K_o = koefisien tekanan tanah

Nilai dari koefisien tanah dapat dicari menggunakan rumus

$$K_o = \tan^2 \left(45 - \frac{\Phi}{2} \right)$$

Harga untuk ϕ dapat dilihat pada tabel

Tabel 2.6 Harga ϕ Untuk tiap jenis tanah

Macam tanah	ϕ (dalam°)
Kerikil kepasiran	35 – 40
Kerikil kerakal	35 – 40
Pasir padat	35 – 40
Pasir lepas	30
Lempung kelanauan	25 – 30
Lempung	20 – 25

Kepala jembatan harus direncanakan adanya beban gempa, mengenai pengaruh gempa menyebutkan adanya 3 macam beban yang terjadi pada abutment akibat gempa yaitu :

- Beban horizontal statis ekivalen (**BMS BDC hal 2 – 45 pasal 2.4.7.1**)
- Tekanan tanah lateral akibat gempa (**BMS BDC hal 2 – 51 pasal 2.4.7.4**)
- Beban vertical statis ekivalen (**BMS BDC hal 2 – 49 pasal 2.4.7.3**)

2.6.2. Pilar

Secara umum fungsi pilar adalah sama dengan kepala jembatan. Perencanaan awal harus dipancang kecuali bila pondasi dapat ditanam ke dalam batuan utuh dan diusahakan balok cap ditempatkan di bawah kedalaman gerusan yang diharapkan atau seluruhnya di atas muka air banjir dengan tebal balok cap tidak kurang dari 1000 mm dengan posisi seragam pilar. (**BMS BDM hal 3 – 43**).

Bila pilar berada dalam aliran sungai maka terdapat beban akibat aliran sungai dimana besar beban tersebut tergantung pada kecepatan rencana aliran sungai yang ada pada lokasi (**BMS BDM**

hal 2-23), selain itu beban akibat hanyutan dan tumbukan kayu harus diperhitungkan. (**BMS BDM hal 2 – 24**).

2.6.3. Pondasi

Jenis Pondasi dalam yang merupakan tiang pancang bersifat tiang gesek, tiang tumpu, atau tiang yang merupakan komposisi, dan material tiang tersebut dapat terbuat dari beton, baja, dan kayu.

2.7. Bangunan Pelengkap Jembatan

2.7.1. Pelat Injak

Sesuai dengan **BMS BDM hal 3 – 31** untuk dimensi permulaan pelat injak, panjang pelat injak dapat diambil sebesar 2500 mm dan setebal 200 mm. lebar pelat injak disesuaikan dengan kelas jembatan tetapi umumnya digunakan lebar jalan kendaraan dengan kebebasan 600 mm terhadap tembok – tembok sayap.

2.7.2. Wing Wall (Tembok Sayap)

Wing Wall berfungsi untuk menjaga agar tanah timbunan yang berada di belakang abutment tidak longsor jika terdapat beban lalu lintas. Dimensi permulaan untuk wing wall sesuai dengan **BMS BDM hal 3 – 31** adalah untuk lebar tembok sayap diambil sebesar $\frac{1}{20}$ tinggi tembok sayap atau minimal 200 mm.

Untuk pembebanan tembok sayap di asumsikan bahwa tembok sayap dibebani oleh gaya horizontal tegak lurus terhadap dinding (**BMS BDC pasal 6.9 hal 6 – 69**).

2.8. Penulangan Jembatan

Fungsi penulangan pada jembatan adalah untuk menahan tegangan tarik yang terjadi pada beton akibat adanya beban dimana beton sendiri hanya kuat menahan tegangan tekan tetapi lemah terhadap tegangan Tarik.

2.8.1. Tulangan Lentur

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} \quad \text{..... (2.20)}$$

$$\rho_b = 0,85 f_c' \beta_1 \frac{f_{c'}}{f_y} \times \frac{600}{600+f_y} \quad \text{..... (2.21)}$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b \quad \text{..... (2.22)}$$

$$\rho_{\text{perlu}} = \frac{(K_C^R f_{sy})^2 - 2,4 K_C^R \left(\frac{M}{bd^2} \right) \left(\frac{f_{sy}^2}{f_c'} \right)}{1,2 K_C^R \left(\frac{f_{sy}^2}{f_c'} \right)} \quad \text{..... (2.23)}$$

$$\rho_{\min} \leq \rho_{\text{perlu}} \leq \rho_{\max} \quad \text{..... (2.24)}$$

$$A_s = \rho b d \quad \text{..... (2.25)}$$

2.8.2. Tulangan Geser

Tahap penulangan untuk tulangan geser seperti terdapat pada **BMS BDM hal 5 – 97**.

$$V^* \leq V_{u \text{ maks}} \quad \text{..... (2.26)}$$

$$V^* \leq K_{cr} \cdot V_{u \text{ min}} \quad \text{..... (2.27)}$$

$$V_{u \text{ min}} = V_{uc} + 0,6 \cdot b_v \cdot d_o \quad \text{..... (2.28)}$$

$$V_{u \text{ maks}} = 0,2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o \quad \text{..... (2.29)}$$

$$V_{uc} = \beta_1 \beta_2 \beta_3 \cdot b_v \cdot d \cdot \left(\frac{A_{st} \cdot f_{c'}}{b_v \cdot d} \right)^{1/3} \quad \text{..... (2.30)}$$

$$\beta_1 = 1,4 - \frac{d_o}{2000} \geq 1,1 \quad \text{..... (2.31)}$$

$$\beta_2 = 1$$

$$\beta_3 = 1$$

$$A_{sv \text{ min}} = \frac{0,35 \cdot b_v \cdot s}{f_{sy} \cdot t} \quad \text{..... (2.32)}$$

dimana :

- Vuc = kekuatan geser
 Ast = luas potongan melintang tulangan
 do = panjang potongan memanjang
 bv = lebar potongan penampang

2.8.3. Tulangan Puntir (Torsi)

Tahap penulangan untuk tulangan punter seperti terdapat pada BMS BDM hal 5-104

Geser + Torsi

- Masukkan rencana momen punter / T^*
- Hitung modulus penampang, J_t

$$J_t = 0,4 \cdot x^2 \cdot y \quad \dots\dots (2.33)$$

x = lebar penampang

y = tinggi penampang

- Hitung batas kehancuran badan

$$V_u \text{ maks} = 0,2 \cdot f_c' \cdot b_v \cdot d_o \quad \dots\dots (2.34)$$

$$T_u \text{ maks} = 0,2 \cdot f_c' \cdot J_t \quad \dots\dots (2.35)$$

- Persyaratan tulangan punter (**BMS BDC 6-64**)

$$\frac{T^*}{K_R^C \cdot T_u \text{ maks}} + \frac{V^*}{K_R^C \cdot V_u \text{ maks}} \leq 1 \quad \dots\dots (2.36)$$

$$C_t = \frac{b \cdot d}{\sum x^2 y}$$

$$T_u = (\sqrt{f_c}/15) \times \sum x^2 y / \sqrt{1 + (0,4 \times V_u / C_t \times T_u)^2} \dots\dots (2.37)$$

Kontrol :

$$T^* \geq 0,25 \cdot K_c^f \cdot T_u \quad \dots\dots (2.38)$$

Kontrol :

$$\frac{T^*}{K_R^C \cdot T_u \text{ maks}} + \frac{V^*}{K_R^C \cdot V_u \text{ maks}} \leq 0,5 \quad \dots\dots (2.39)$$

$$\text{Periksa } T^* \leq K_c^r \cdot T_u \text{ maks} \quad \dots\dots (2.40)$$

T_u = kekuatan punter murni

$$T_u = J_t (0,3 \cdot \sqrt{f_c}) \quad \dots\dots (2.41)$$

- Tentukan keperluan tulangan

$$T^* \geq 0,25.Kcr.Tuc \quad \dots\dots (2.42)$$
- Hitung luas sangkar tulangan (A_t) dan keliling tulangan (U_t).

$$A_t = x_1 \cdot y_1 \quad \dots\dots (2.43)$$

$$U_t = 2.(x_1 + y_1) \quad \dots\dots (2.44)$$
- Kontrol apakah : (A_{sw}/s) minimum < (A_{sw}/s)

$$\dots\dots (2.45)$$

$$\frac{A_{sw}}{s} \min = 0,2 \times \frac{y_1}{f_{sy}} \quad \dots\dots (2.46)$$

$$Tus = Tu/Kcr - Tuc \quad \dots\dots (2.47)$$

Mengingat

$$Tus = f_{sy}.(A_{sw}/s).2.A_t.cot \theta_t \text{ (BMS)} \quad \dots\dots (2.48)$$

dan θ_t secara konservatif diambil 45° , dan $Tus \geq T^*/Kcr$

$$(A_{sw}/s) = \frac{(Tus)}{2.f_y.A_t.1} \quad \dots\dots (2.49)$$
- Periksa agar $s <$ jarak antara maksimum S maks,

$$S \text{ maks} < 0,12.U_t \text{ atau } 300 \quad \dots\dots (2.50)$$
- Hitung tulangan punter memanjang (BMS 5-102) :

$$A_{swmin} = (0,2 \cdot y_1 \cdot U_t)/f_{sy} \quad \dots\dots (2.51)$$
- Hitung tulangan memanjang dalam daerah Tarik

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) U_t.cot \theta_t^2 \quad \dots\dots (2.52)$$

U_t = keliling polygon yang ditentukan untuk A_t
- Dalam daerah tekan :

$$A_s = 0,5 \cdot \left(\frac{A_{sw}}{s}\right) U_t.cot \theta_t^2 - f_c' \quad \dots\dots (2.53)$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB III METODOLOGI

BAB III

METODOLOGI

Metodologi suatu perencanaan adalah tata cara atau urutan kerja suatu perhitungan perencanaan untuk mendapatkan hasil perencanaan jembatan. Metodologi yang digunakan untuk menyelesaikan proyek akhir ini sebagaimana ditunjukkan pada diagram alir, ataupun uraian dan metodologi dijelaskan sebagai berikut :

3.1. Studi Literatur

Literatur yang digunakan dalam merencanakan Jembatan Sengkaring ini adalah sebagai berikut :

- 1. Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (R-SNI T-12-2004)**
- 2. Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)**
- 3. BRIDGE DESIGN MANUAL (BMS BDM – 1992)**
- 4. BRIDGE DESIGN CODE (BMS BDC – 1992)**

3.2. Pengumpulan Data

Seluruh data / informasi perencanaan jembatan dikumpulkan berdasarkan data – data sekunder yang diperoleh dari Dinas Pekerjaan Umum Bina Marga Propinsi Jawa Timur. Adapun data – data yang diperoleh tersebut di antaranya :

3.2.1. Data Gambar

Dari data gambar dapat diketahui bahwa Jembatan Sengkaring adalah sebuah jembatan rangka baja yang mempunyai kondisi eksisting terdiri atas satu bentang dengan panjang total 45 m. Pada bangunan bawah Jembatan Sengkaring terdiri atas dua buah kepala jembatan yang berada pada sisi – sisi jembatan. Selain itu diketahui juga dimensi setiap bangunan jembatan baik dari gambar tampak maupun gambar potongan atau gambar detail dan

lokasi / letak Jembatan Sengkaring terletak di Kecamatan Bantur Kabupaten Malang yang menghubungkan daerah Balekambang dengan Blitar maupun sebaliknya

3.2.2. Data Penyelidikan Tanah

Pada data penyelidikan tanah didapatkan pada lokasi Jembatan Sengkaring berada di lapisan tanah keras dimana pada kedalaman 7 m diketahui nilai spt > 50 .

3.2.3. Data Survei Hidrologi

Dalam data survei hidrologi dapat diketahui muka air banjir sehingga dapat ditentukan ketinggian bebas dari Jembatan Sengkaring terhadap muka air banjir.

3.2.4. Data Survei Pendahuluan

Dari survei pendahuluan didapatkan data – data tentang derah gempa dari lokasi jembatan Sengkaring, kecepatan angin, dan jumlah lajur untuk melayani lalu lintas

3.3. Metode Perencanaan Jembatan

Perencanaan Jembatan Sengkaring seperti yang telah disebutkan di atas tersusun atas satu sistem perencanaan untuk gelagar yaitu gelagar beton bertulang untuuk bentang yang direncanakan memiliki panjang 45 m. Jembatan Sengkaring direncanakan memiliki lebar lantai kendaraan 10,25 m yang terbagi atas satu jalur yang pada setiap jalur terdiri dari dua lajur dan direncanakan terdapat trotoar selebar 1 m di setiap sisi jembatan. Pembebanan menggunakan rencana keadaan batas yaitu mengalihkan beban mati ultimate dikalikan faktor beban 1,3 dan untuk beban hidup ultimate dikalikan faktor beban 2, hal ini berlaku untuk setiap menghitung bangunan jembatan pondasi.

3.4. Urutan Perencanaan Jembatan

3.4.1. Preliminari Desain

Seperti yang telah ditentukan pada *BMS Bridge Design Manual 1992* bahwa terdapat beberapa bangunan jembatan yang perlu ditentukan terlebih dahulu yaitu :

a. Perencanaan pelat lantai

Perencanaan dimensi awal untuk tebal minimum pelat lantai dapat menggunakan rumus $t_s \geq 200 \text{ mm}$ atau $t_s \geq (100 + 40 L) \text{ mm}$. (*R-SNI T-12-2004*) hal 38 – 177

b. Perencanaan Gelagar

Perencanaan awal gelagar beton bertulang dapat menggunakan rumus $D \geq 165 + 0,06 L$ (*BMS Bridge Design Manual 1992* hal 5-4) atau dapat juga menggunakan rumus perbandingan tipikal antara tinggi jembatan / bentang jembatan $\frac{1}{12} x L$ sampai $\frac{1}{15} x L$ (*BMS Bridge Design Manual 1992* hal 3-24), dimana nilai L diketahui 17 m. untuk lebar gelagar dapat menggunakan pendekatan $b = \frac{2}{3} h - \frac{1}{3} h$, h adalah tinggi gelagar.

3.4.2. Perencanaan bangunan atas

a. Perencanaan dimensi struktur beton bertulang

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusunan bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan *BMS (Bridge Management System) 1992*

1. Perencanaan sandaran
2. Perencanaan trotoar dan kerb
3. Perencanaan pelat lantai kendaraan dan pelat lantai trotoar
4. Perencanaan diafragma beton bertulang dan
5. Perencanaan elastomer

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban gempa
4. Beban angin
5. Beban rem
6. Beban roda

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang terdapat pada Bab II untuk mendapatkan tulangan lentur, tulangan geser, dan tulangan torsi (puntir).

3.4.3. Perencanaan bangunan bawah

a. Perencanaan dimensi struktur

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusunan bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan **BMS (Bridge Management System) 1992**.

1. Abutment
2. Pilar
3. Pondasi

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk ke struktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup
3. Beban akibat tekanan tanah
4. Beban gempa

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang terdapat pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur dan tulangan geser.

d. Kontrol

Kontrol stabilitas diperlukan untuk menjamin perilaku struktur yang memadai pada kondisi beban kerja. Kontrol meliputi kontrol terhadap retak dan lendutan. Kontrol pada bangunan bawah meliputi kontrol momen guling pada abutment dan pilar dan kontrol tegangan tarik pada pondasi pancang.

3.4.4. Perencanaan Bangunan Pelengkap

a. Perencanaan dimensi struktur

Merencanakan setiap dimensi struktur penyusun bangunan atas jembatan yang disesuaikan dengan peraturan yang digunakan *BMS (Bridge Management System) 1992*.

1. Pelat injak
2. Wingwall

b. Pembebanan struktur

Menganalisa seluruh beban yang masuk kestruktur yang direncanakan untuk bangunan atas, adapun diantaranya :

1. Beban mati
2. Beban hidup

c. Penulangan

Penulangan menggunakan rumus yang terdapat pada bab II untuk mendapatkan tulangan lentur dan tulangan geser. Penulangan meliputi Pelat injak dan wing wall (sayap jembatan).

d. Kontrol

Kontrol stabilitas diperlukan untuk menjamin perilaku struktur yang memadai pada kondisi beban kerja. Kontrol meliputi kontrol terhadap retak (geser).

3.4.5. Penggambaran

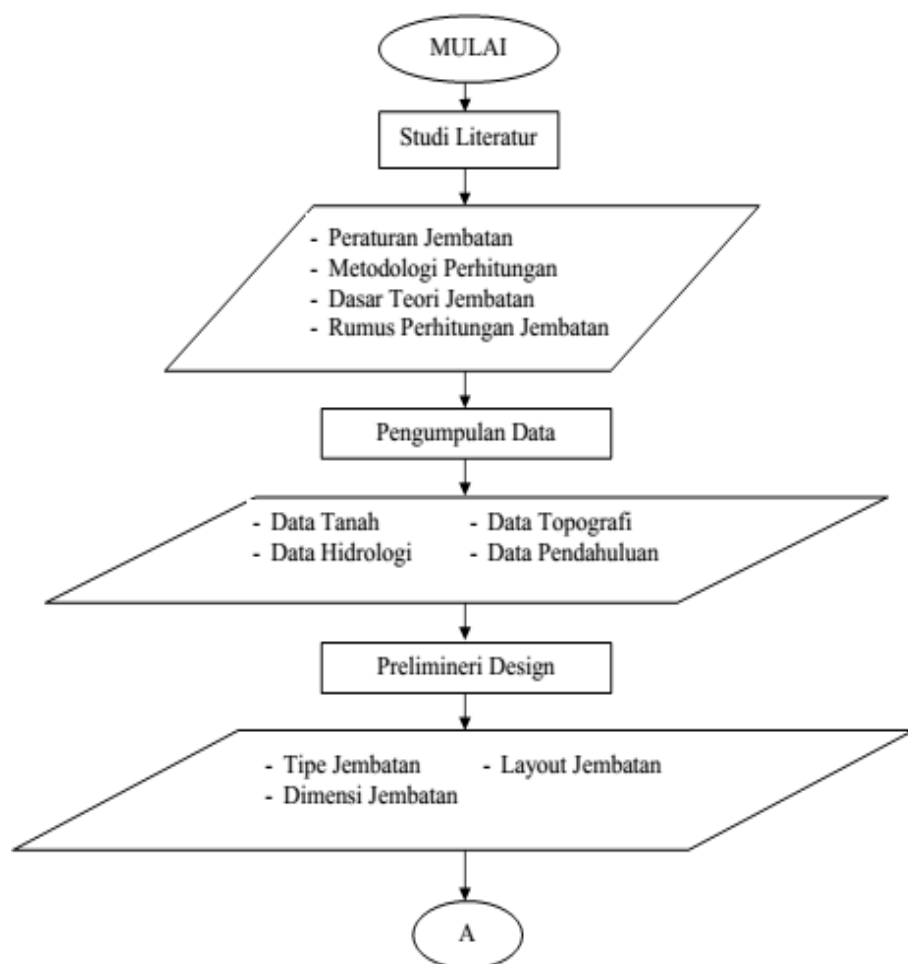
Hasil penggambaran yang dilakukan berupa :

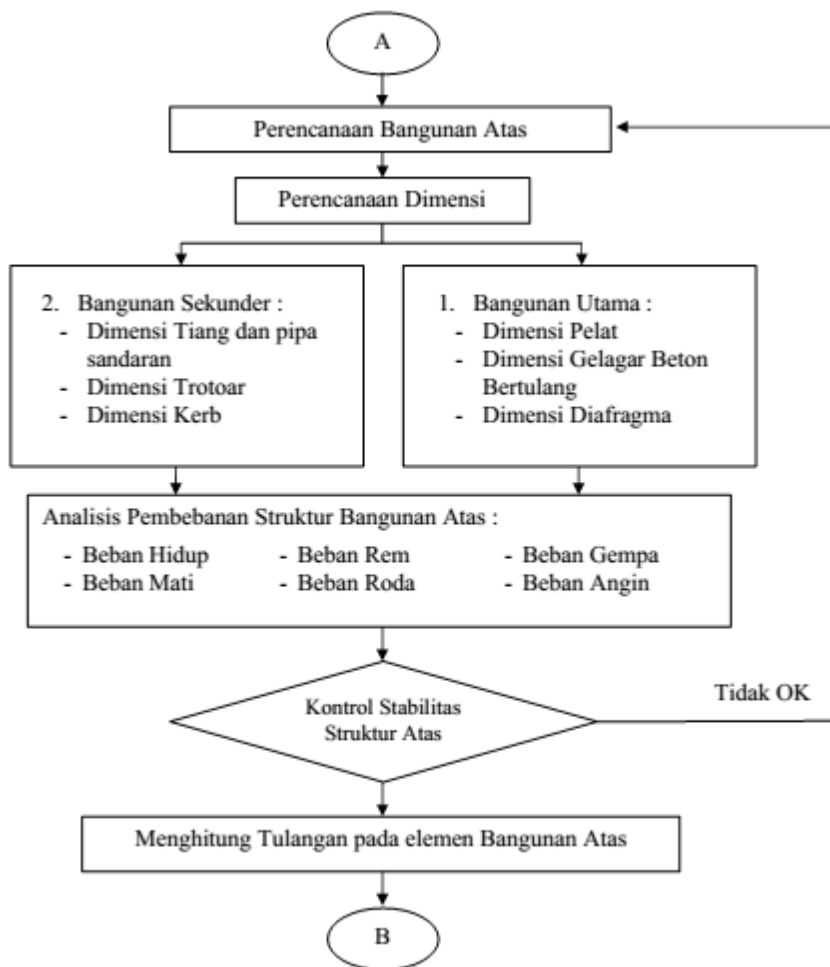
- Gambar layout jembatan
- Gambar tampak jembatan
- Gambar potongan
- Gambar detail

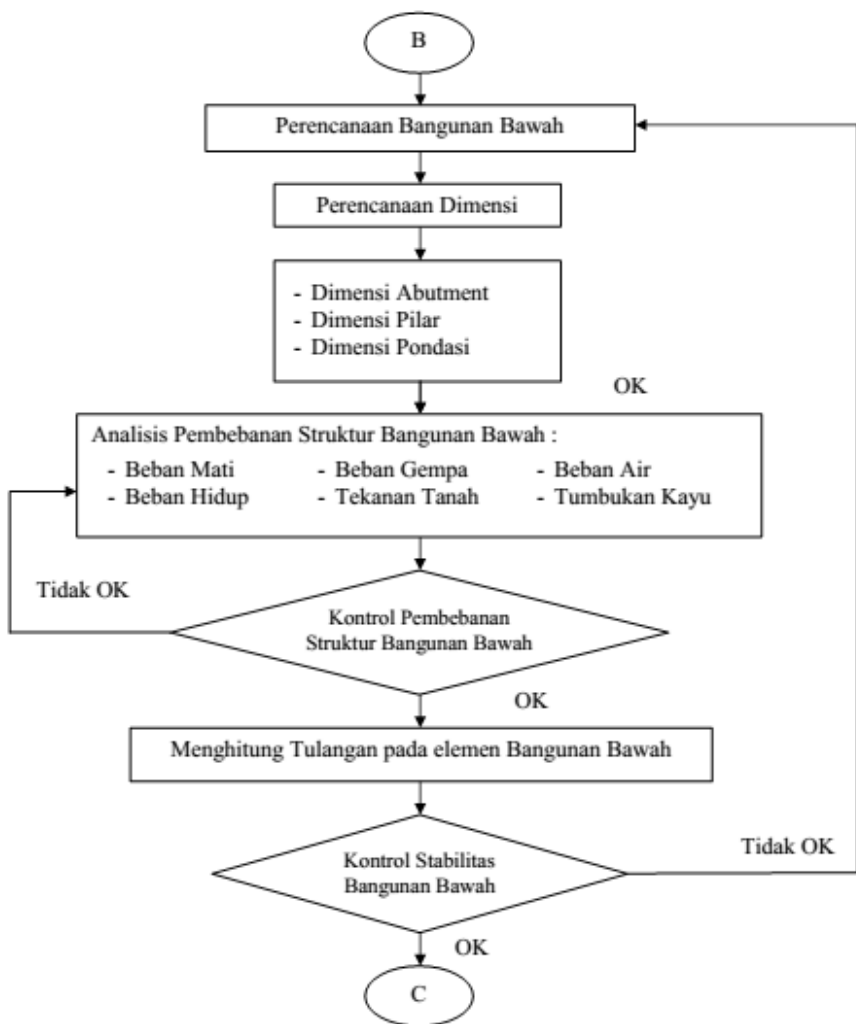
3.4.6. Penulisan Laporan

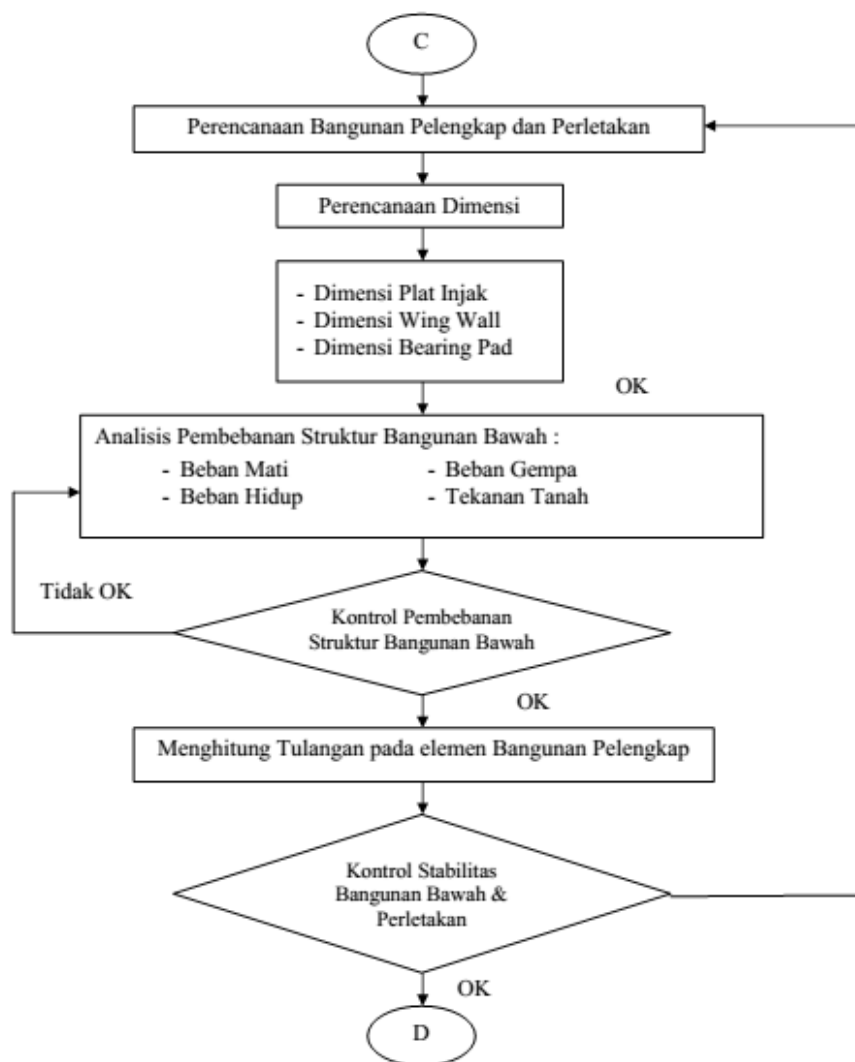
Tugas akhir merupakan bentuk karya ilmiah, maka dalam pembuatan tugas akhir diperlukan laporan yang penulisannya disusun secara sistematis dan terperinci.

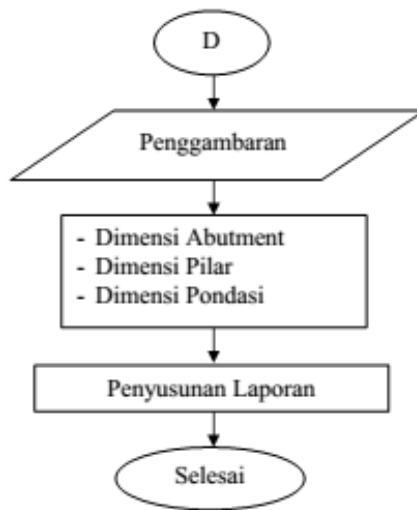
3.4.7. Bagan Alir











Gambar 3. 1. Diagram Alir

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, followed by the text 'ITS' in a bold, sans-serif font, and below it, the full name 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a smaller font.

BAB IV PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

BAB IV

PERENCANAAN BANGUNAN ATAS

4.1. Perencanaan Struktur Sekunder

4.1.1. Perencanaan Pipa Sandaran

Pipa sandaran direncanakan berdasarkan **BMS BDC (1992) hal.2-69** yang menjelaskan bahwa sandaran yang digunakan oleh pejalan kaki harus direncanakan untuk dua pembebanan rencana daya layan yaitu dari arah vertikal $W = 0,75 \text{ KN/m}$ dan arah horizontal $W = 0,75 \text{ KN/m}$. Beban-beban tersebut bekerja secara bersamaan pada masing-masing sandaran.

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka pembebanan pada pipa sandaran dapat direncanakan dengan pipa sandaran yang berdiamater $\varnothing 60,5 \text{ mm}$. Dalam buku **Rudi Gunawan (1988)**, didapatkan data pipa besi dengan $\varnothing 60,5 \text{ mm}$ adalah seperti berikut:

Tabel 4. 1. Data Pipa Sandaran

DATA PIPA SANDARAN		
Diameter Pipa	60,5	mm
Tebal Pipa	3,2	Mm
Berat Pipa	0,0452	KN/m'
Mutu Baja	BJ 37	
W	7,84	cm ³

Tabel 4. 2. Faktor Beban Untuk Sandaran

TABEL FAKTOR BEBAN		
Notasi Faktor Beban	Keterangan	Faktor Beban ULS
Berat Sendiri K_{MS}^U	Baja	1,1
	Beton cor ditempat	1,3
Beban Pejalan Kaki		2

Tabel 4. 3. Berat Bahan Untuk Sandaran

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat Sendiri	Satuan
Beton Massa (cor)	24	KN/m ³
Beton Bertulang (cor)	25	KN/m ³

P hidup sandaran arah horizontal = 0,75 KN/m

P hidup sandaran arah vertikal = 0,75 KN/m

BDC (1992) hal.2-69

Beban pipa sandaran yang bekerja arah vertikal

$$\begin{aligned}
 q_{\text{vertikal}} &= W_{\text{sandaran}} + \text{Berat pipa} \\
 &= 0,75 \text{ KN/m} + 0,0452 \text{ KN/m} \\
 &= 0,7952 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Beban pipa sandaran yang bekerja arah horizontal

$$\begin{aligned}
 Q_{\text{horizontal}} &= W_{\text{sandaran}} \\
 &= 0,75 \text{ KN/m}
 \end{aligned}$$

Momen pipa sandaran yang bekerja arah vertikal

$$\begin{aligned}
 M_{\text{vertikal}} &= 1/12 \times q_{\text{vertikal}} \times (2\text{m})^2 \\
 &= 1/12 \times 0,7952 \text{ KN/m} \times (2\text{m})^2 \\
 &= 26,5067 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

Momen pipa sandaran yang bekerja arah horizontal

$$\begin{aligned} M_{\text{horizontal}} &= 1/12 \times q_{\text{horizontal}} \times (2m)^2 \\ &= 1/12 \times 0,75 \text{ KN/m} \times (2m)^2 \\ &= 25 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Kontrol Tegangan

Tegangan yang terjadi pada pipa sandaran harus kurang dari tegangan ijin baja itu sendiri. Tegangan ijin baja adalah sebesar 1600 kg/cm^2 (**Rudi Gunawan, 1988**). Tegangan yang terjadi adalah tegangan dari beban horizontal dan beban vertikal yang bekerja bersama.

Nilai dari tegangan total diperoleh sebagai berikut :

$$\begin{aligned} \sigma_{\text{total}} &= M_x/W + M_y/W \\ &= (26,5067 \times 1000)/7,84 + (25 \times 1000)/7,84 \\ &= 656,97 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

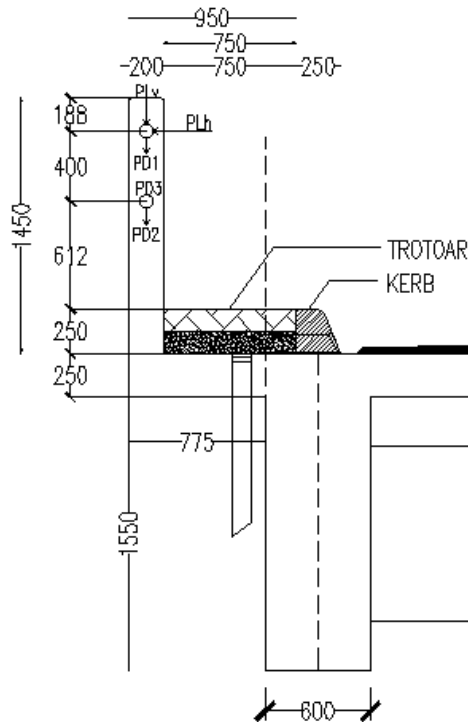
Tegangan yang terjadi pada pipa sandaran adalah sebesar :

$$\begin{array}{lll} \sigma & < & \sigma_{\text{ijin}} \\ \sigma_{\text{total}} & < & \sigma_{\text{ijin}} \\ 656,97 \text{ Kg/cm}^2 & < & 1600 \text{ Kg/cm}^2 \end{array} \quad \text{.... OK}$$

4.1.2. Perencanaan Tiang Sandaran

Berdasarkan pada **BMS BDC (1992)**, beban yang bekerja pada sandaran adalah berupa gaya horizontal dan vertical sebesar 0,75 KN/m yang bekerja secara bersamaan.

Berdasarkan dasar perencanaan diatas, maka beban yang bekerja pada tiang sandaran direncanakan mempunyai dimensi 20 cm x 20 cm. perletakan taing sandaran diasumsikan jepit pada jarak 100 cm dari ujung bebas tiang sandaran.



Gambar 4. 1. Gaya Yang Bekerja Pada Tiang Sandaran

4.1.2.1. Perhitungan Tiang Sandaran

- Dimensi rencana tiang sandaran :

$$b \text{ (lebar)} = 200 \text{ mm}$$

$$t \text{ (tebal)} = 200 \text{ mm}$$

$$h \text{ (tinggi)} = 1200 \text{ mm}$$

- Analisa pembebanan & momen

1. Beban Mati

Berat sendiri pipa 1

$$\begin{aligned} PD1 &= \text{Berat pipa} \times \text{jarak pipa} \times \text{KuMs Baja} \\ &= 0,0452 \text{ KN/m} \times 2 \text{ m} \times 1,1 \\ &= 0,09944 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MD1 &= PD 1 \times (b/2)/1000 \\ &= 0,09944 \text{ KN} \times (200/2)/1000 \\ &= 0,009944 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Berat sendiri pipa 2

$$\begin{aligned} PD 2 &= \text{Berat pipa} \times \text{jarak pipa} \times \text{KuMs Baja} \\ &= 0,0452 \text{ KN/m} \times 2 \text{ m} \times 1,1 \\ &= 0,09944 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MD 2 &= PD 2 \times (b/2)/1000 \\ &= 0,09944 \times (200/2)/1000 \\ &= 0,009944 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

Berat sendiri tiang Pot I-I

$$\begin{aligned} PD 3 &= \text{Berat Pot I-I} \times \gamma \text{ beton} \\ &= 1,2 \text{ KN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} MD3 &= PD 3 \times (b/2)/1000 \\ &= 1,25 \text{ KN} \times (200/2)/1000 \\ &= 0,12 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$MD \text{ total} = MD 1 + MD 2 + MD 3$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,009944 \text{ KN.m} + 0,009944 \text{ KN.m} + \\
 &\quad 0,125 \text{ KN.m} \\
 &= 0,13988 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 P \cdot L_v \text{ sandaran} &= P \text{ Lh sandaran} \times \text{jarak sandaran} \\
 &= 0,75 \text{ KN/m} \times 2\text{m}
 \end{aligned}$$

$$= 1,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 M_L \cdot L_v &= P \cdot L_v \times (b/2)/1000 \\
 &= 1,5 \text{ KN} \times (200/2)/1000 \\
 &= 0,15 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 P \cdot L_h \text{ sandaran} &= P \text{ Lh sandaran} \times \text{jarak sandaran} \\
 &= 0,75 \text{ KN/m} \times 2\text{m}
 \end{aligned}$$

$$= 1,5 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned}
 M_L \cdot L_h &= P \cdot L_v \times (b/2)/1000 \\
 &= 1,5 \text{ KN} \times (200/2)/1000 \\
 &= 0,15 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_L \text{ total} &= M_{PL_v} + M_{PL_h} \\
 &= 0,15 \text{ KN.m} + 0,15 \text{ KN.m} \\
 &= 0,3 \text{ KN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_u &= 1,3 \times M_D \text{ total} + 2 \times M_L \text{ total} \\
 &= 1,3 \times 0,144888 \text{ KN.m} + 2 \times 0,3 \\
 &= 0,7818 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{KN.m} &= 0,788354 \text{ KN.m} \\
 &= 788354,3 \text{ N.mm} \\
 &= 0,078835 \text{ Ton.m}
 \end{aligned}$$

4.1.2.2. Perhitungan Penulangan Tiang Sandaran

- Penulangan Lentur

$$M_u = 0,7818544 \text{ KN}$$

$$f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

$$\text{Tulangan Lentur} = \emptyset 12 \text{ mm}$$

Fy	= 240	Mpa
Decking	= 30	mm
Tebal Efektif (d)	= 170	mm
Faktor Reduksi Kekuatan Lentur (Φ)	= 0.8	
Faktor Reduksi Kekuatan Geser (Φ_2)	= 0.6	

$$\begin{aligned}
 M_n &= M_u / \Phi \\
 &= 781854.4 \text{ N.mm} / 0.8 \\
 &= 977318 \text{ N.mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n}{b \times d^2} \\
 &= \frac{977318 \text{ N.mm}}{200 \times 170^2} \\
 &= 0.169086 \text{ N/mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_y'}}{4 \times f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4 \times 240} = 0.005705$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0.85 f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} = 0.0645$$

$$\rho_{\max} = 0.75 \rho_b = 0.75 \times 0.0645 = 0.048382$$

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} \\
 &= \frac{240}{0.85 \times 30} \\
 &= 9.411764706
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times m \times R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 9,41 \times 0,169}{240}} \right)$$

$$= 0,000707$$

$P_{min} > \rho < \rho_{max}$, maka dipakai ρ_{min}

$$A_{st} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,005705 \times 200 \text{ mm} \times 170 \text{ mm}$$

$$= 193.99 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan Ø12 jumlah 4

$$A_{Spakai} = \frac{\pi}{4} \times 10^2 \times 4 = 452.16 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan 4 Ø 12 (As pasang = 452,16 mm²)

- **Penulangan Geser**

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan $\phi = 10 \text{ mm}$)

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 240 \text{ Mpa}$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

Maka, $A_{sperlu} = 0,2 \times 452,16 = 90,432 \text{ mm}^2$.

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_{s.perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 200}{90,432}$$

$$= 173,611 \text{ mm} = 100 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{s}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 200}{100}$$

$$= 157 \text{ mm}^2$$

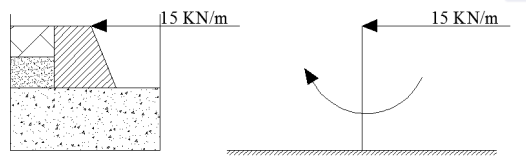
Di pasang tulangan Ø10 – 100 (As pasang = 157 mm²)

4.1.3. Perencanaan Kerb

Beban hidup pada kerb diperhitungkan sebesar 15 KN/m yang bekerja pada again atas kerb sepanjang jembatan **BMS BDC (1992) hal 2-67 pasal 2.9.1**. Beban hidup pada kerb bekerja dalam arah horizontal seperti pada gambar

Tabel 4. 4. Faktor Beban Untuk Kerb

TABEL FAKTOR BEBAN	
Notasi Faktor Beban	Faktor Beban ULS
Beban pejalan kaki KuTP	2



Gambar 4. 2. Gaya Yang Bekerja pada Kerb

4.1.3.1. Perhitungan Kerb

- **Dimensi Kerb**

h	$= 250$	mm
b_1	$= 150$	mm
b_2	$= 250$	mm

- **Data bahan**

f_c'	$= 30$	Mpa
Tul. Lentur	$= \text{Ø}12$	mm
f_y	$= 240$	Mpa
Tul. Geser	$= \text{Ø}10$	mm
f_y	$= 240$	Mpa
Decking	$= 50$	mm
d	$= 200$	mm

4.1.3.2. Pembebanan Kerb

1. Beban Mati

$$\begin{aligned}\text{Beban kerb sendiri} &= 0.5(t_1 + t_2) \times h \times \gamma \text{ beton} \\ &= 0.5(0.15 \text{ m} + 0.25 \text{ m}) \times 0.25 \times 0.25 \times 25 \\ &= 1.09375 \text{ KN}\end{aligned}$$

2. Beban Hidup

$$\text{Beban hidup kerb} = 15 \text{ KN/m}$$

- Analisa Gaya Dalam

$$\begin{aligned}\text{MD} &= P \text{ hidup} \times \text{per } 1 \text{ m} \times b/2 \\ &= 0.175 \text{ KN/m} \times 1 \text{ m} \times (0.2\text{m}/2) \\ &= 0.0175 \text{ KN.m} \\ \text{ML} &= P \text{ hidup} \times \text{per } 1 \text{ m} \times h \\ &= 15 \text{ KN/m} \times 1 \text{ m} \times 0.25 \text{ m} \\ &= 3.75 \text{ KN.m} \\ \text{Mu} &= 1.3 \text{ MD} + 2 \text{ ML} \\ &= (1.3 \times 0.0175) + (2 \times 3.75) \\ &= 7.52275 \text{ KN.m} \\ &= 7522750 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

- Perhitungan Penulangan Kerb

$$\begin{aligned}\text{Mn} &= \text{Mu} / \phi \\ &= 7522750 \text{ N.mm} / 0.8 \\ &= 9403437.5 \text{ N.mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\text{Rn} &= \frac{\text{Mn}}{b \times d^2} \\ &= \frac{9403437.5 \text{ N.mm}}{200 \times 130^2} \\ &= 2.7820821 \text{ N/mm}^2\end{aligned}$$

$$\rho_{\min} = \frac{\sqrt{f_c'}}{4x f_y} = \frac{\sqrt{30}}{4x 240} = 0,00571$$

$$\rho_b = \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y} = 0,0645$$

$$\rho_{\max} = 0,75 \rho_b = 0,75 \times 0,0645 = 0,048382$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 x f_c'}$$

$$= \frac{240}{0,85 x 30}$$

$$= 9,411764706$$

$$\rho = \frac{1}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x m x R_n}{f_y}} \right)$$

$$= \frac{1}{9,41} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 x 9,41 x 2,78}{240}} \right)$$

$$= 0,01230448$$

$$\rho_{\min} < \rho < \rho_{\max},$$

$$A_{st} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,01230448 \times 200 \text{ mm} \times 130 \text{ mm}$$

$$= 319,916 \text{ mm}^2$$

Direncanakan menggunakan tulangan Ø12 jumlah 4

$$A_{s_{pakai}} = \frac{\pi}{4} \times 12^2 \times 4 = 452,16314 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan 4 φ 12 (As pasang = 452.16 mm²)

- **Penulangan Geser**

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan $\phi = 10 \text{ mm}$)

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 240 \text{ Mpa}$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

Maka, $A_{s\text{perlu}} = 0,2 \times 319,9164 = 63,983 \text{ mm}^2$.

$$S = \frac{0,25 \times \pi \times \phi^2 \times b}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 200}{63,983}$$

$$= 245,3765 \text{ mm} = 200 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{s}$$

$$A_{s\text{pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times 10^2 \times 200}{100}$$

$$= 157,0796327 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan $\phi 10 - 100$ ($A_{s\text{pasang}} = 78.539 \text{ mm}^2$)

4.2. Perencanaan Struktur Utama

4.2.1. Perencanaan Pelat Lantai

4.2.1.1. Perencanaan Dimensi Pelat

Perencanaan pelat lantai yang berfungsi sebagai jalan kendaraan pada jembatan harus mempunyai tebal minimum t_s , yang memenuhi dalam **BMS BDC (1992) hal 6-75** mengenai tebal minimum pelat lantai. Analisa dimensi yang digunakan pelat pada bentang tepid an bentang tengah adalah sama karena jarak bentang pelat antara pusat tumpuan sama. Dalam menentukan tebal pelat yang dipakai maka dilakukan control terhadap geser pons akibat pembebanan roda pada posisi yang berbeda

$$t_s \geq 200 \text{ mm}$$

$$t_s \geq 100 \text{ mm} + 0,04 L \text{ mm}$$

$$t_s = 100 + (0,04 \times 1750) = 170 \text{ mm}$$

dipakai $t_s = 250 \text{ mm}$

Tabel 4. 5. Faktor Beban Untuk Kerb

Jenis Unsur	Tinggi Nominal
Pelat Beton Bertulang	$200 \leq D \leq 100 + 0,04 L$
Catatan : 1. Tinggi Pelat menerus adalah 90 % dari tinggi bentang sederhana 2. D dan L dalam mm	

Dimana L adalah jarak antar girder

Beban rencana untuk kendaraan pada pelat diasumsikan dengan beban truk. Truk “T” harus ditempatkan di tengah lajur lalu lintas dan dalam tiap lajur lalu lintas rencana untuk panjang penuh jembatan ditempatkan hanya satu truk.

4.2.1.2. Analisa Geser Pons Pada Pelat Lantai Kendaraan

- Data Umum

$$b \text{ gelagar} = 600 \text{ mm} = 0,6 \text{ m}$$

$$h \text{ gelagar} = 1800 \text{ mm} = 1,8 \text{ m}$$

Jarak antar gelagar (L)	= 1750 mm	= 1,75 m
Panjang jembatan	= 22500 mm	= 22,5 m
P roda	= 112,5 KN	= 11,25 ton
ta (aspal + overlay)	= 100 mm	= 0.1 m

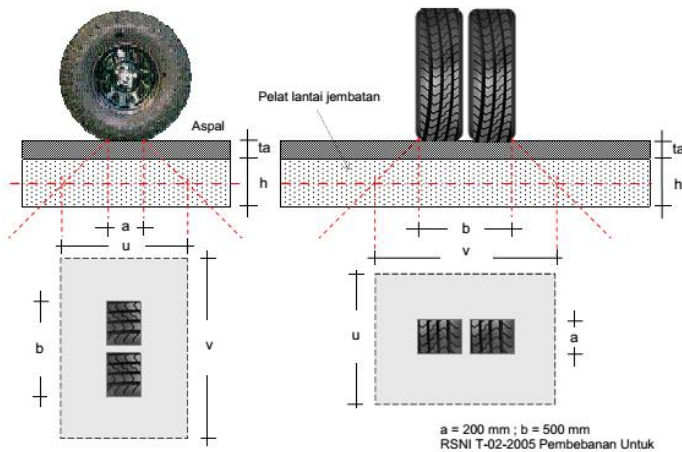
Mutu Beton :

Kuat tekan, f_c' = 30 Mpa

Kuat geser pons, $f_v = 0,3 \times \sqrt{f_c'} = 0,3 \times \sqrt{30}$ = 1,64 Mpa

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0,6

Beban roda truk pada pelat, $P_{TT} = 157,5 \text{ kN}$ = 157500 N



Gambar 4. 3. Penyebaran Beban Roda

$$h = 0,25 \text{ m} \qquad a = 0,30 \text{ m}$$

$$t_a = 0,10 \text{ m} \qquad b = 0,50 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} u &= a + 2 \times t_a + h \\ &= 0,30 + 2 \times 0,10 + 0,25 \\ &= 0,75 \text{ m} = 750 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$v = b + 2 \times t_a + h$$

$$= 0,50 + 2 \times 0,10 + 0,25$$

$$= 0,95 \text{ m} = 950 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif Pelat, } d = 200 \text{ mm}$$

Luas bidang geser,

$$A_v = 2 \times (u + h) d$$

$$= 2 \times (750 + 250) 200$$

$$= 400000 \text{ mm}^2$$

Gaya geser pons nominal,

$$P_n = A_v \times f_v$$

$$= 400000 \times 1,643$$

$$= 657267 \text{ N}$$

$$\phi \times P_n = 0,6 \times 657267$$

$$= 394360$$

$$\text{Faktor beban ultimit, } K_{TT} = 2$$

Beban ultimit roda truk pada pelat,

$$P_u = K_{TT} \times P_{TT}$$

$$= 2 \times 157500$$

$$= 315000 \text{ N}$$

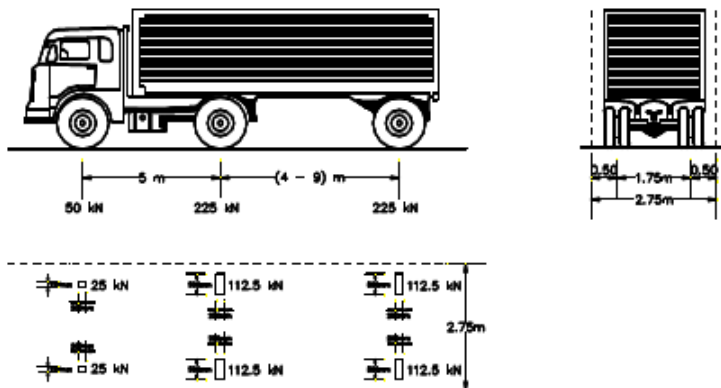
$$P_u < \phi \times P_n$$

$$315000 < 394360$$

Aman (Ok)

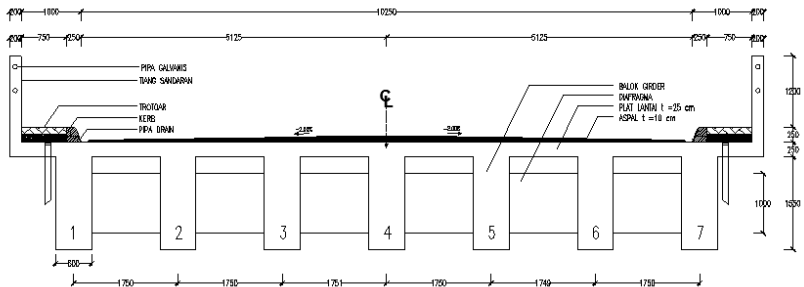
4.2.2. Perencanaan Pelat Lantai Kendaraan

Perencanaan pelat lantai kendaraan dibagi menjadi dua macam pelat pracetak dan pelat dengan cor insitu. Pelat pracetak direncanakan menggunakan tebal 50 mm dan pelat cor insitu setebal 200 mm sehingga total tebal pelat adalah 250 mm. Fungsi dari pelat pracetak selain sebagai pelat lantai kendaraan sekaligus sebagai bekisting saat pengecoran setempat pada pelat di atasnya. Pembebanan yang terjadi pada pelat yaitu beban mati (berat pelat, berat aspal dan berat air hujan) dan beban hidup terpusat truk “T” dengan faktor dinamis, $DLA = (100\% + 40\%) = 1,4$ seperti yang ditunjukkan Gambar 4.4



Gambar 4. 4. Pembebanan Truk

4.2.2.1. Perhitungan Pelat Lantai Kendaraan



Gambar 4. 5. Tampak Melintang Jembatan

- Data Umum

Panjang bentang jembatan	= 22,50 m
Lebar jalan (lalu lintas)	= 10,25 m
Lebar trotoar	= 1,20 m
Lebar total jembatan	= 12,65 m
Jarak antara girder (s)	= 1,75 ton
Dimensi girder,	
Lebar girder, (b)	= 0,60 m
Tinggi girder, (h)	= 1,80 m
Dimensi diafragma,	
Lebar diafragma, (bd)	= 0,30 m
Tinggi diafragma, (hd)	= 1,00 m
Tebal pelat lantai jembatan, (ts)	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal + overlay, (ta)	= 0,10 m
Tinggi genangan air hujan, (th)	= 0,05 m

- Bahan Struktur

- Mutu Beton :

Kuat tekan beton, f_c' = 30 Mpa

Modulus Elastis,

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700\sqrt{f'c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \quad \text{Mpa}
 \end{aligned}$$

Angka poisson, $\mu = 0,20$

$$\begin{aligned}
 \text{Modulus geser,} \\
 G &= E_c / [2 \times (1 + \mu)] \\
 &= 25742,96 / [2 \times (1 + 0,20)] \\
 &= 10726 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Koefisien muai panjang untuk beton, $\alpha = 1 \times 10^{-5}$

➤ Mutu Baja :

Untuk baja tulangan dengan $\emptyset > 12 \text{ mm}$ digunakan tulangan
U – 39

Tegangan leleh baja,

$$\begin{aligned}
 f_y &= U \times 10 \\
 &= 39 \times 10 \\
 &= 390 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Untuk baja tulangan dengan $\emptyset \leq 12 \text{ mm}$ digunakan tulangan
U – 24

Tegangan leleh baja,

$$\begin{aligned}
 f_y &= U \times 10 \\
 &= 24 \times 10 \\
 &= 240 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

➤ Specific Gravity

Berat beton bertulang, $w_c = 25 \quad \text{kN/m}^3$

Berat beton tidak bertulang(beton rabat), $w'c = 24 \quad \text{kN/m}^3$

Berat aspal padat, $w_a = 22 \quad \text{kN/m}^3$

Berat jenis air, $w_w = 10 \quad \text{kN/m}^3$

4.2.2.2. Analisa Beban Pelat Lantai Kendaraan

1. Berat Sendiri (MS)

$$\text{Faktor beban ultimit, } K_{MS} = 1,3$$

$$\text{Ditinjau pelat lantai jembatan selebar, } b = 1 \text{ m}$$

$$\text{Tebal pelat lantai jembatan, } h \text{ (ts)} = 0,25 \text{ m}$$

$$\text{Berat beton bertulang, } w_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

Berat sendiri,

$$Q_{MS} = b \times h \times w_c$$

$$= 1 \times 0,25 \times 25$$

$$= 6,25 \text{ kN/m}$$

2. Berat Mati Tambahan (MA)

$$\text{Faktor beban ultimit, } K_{MA} = 2$$

Ditinjau dengan lebar 1m pada arah memanjang jembatan

Tabel 4. 6. Perhitungan Beban Mati Tambahan

NO	JENIS	TEBAL (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN/m
1	Lapisan aspal + overlay	0.10	22.00	2.200
2	Air hujan	0.05	10.00	0.500
Beban mati tambahan :			QMA =	2.700

3. Beban Truk “T”

$$\text{Faktor beban ultimit, } K_{TT} = 1,8$$

$$\text{Beban roda ganda oleh Truk (beban T)} = 112,5 \text{ kN}$$

$$\text{Faktor beban dinamis, DLA} = 0,4$$

Beban Truk “T”

$$P_{TT} = (1 + \text{DLA}) T$$

$$= (1 + 0,4) 112,5$$

$$= 157,5 \text{ kN}$$

4. Beban Angin (EW)

$$\text{Faktor beban ultimit, } K_{EW} = 1,2$$

Beban garis merata tambahan arah horizontal pada permukaan lantai jembatan akibat angin yang meniup kendaraan di atas jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_w \times V_w^2$$

$$\text{Koefisien seret, } C_w = 1,25$$

$$\text{Kecepatan angin rencana, } V_w = 35 \text{ m/det}$$

$$\begin{aligned} T_{EW} &= 0,0012 \times C_w \times V_w^2 \\ &= 0,0012 \times 1,25 \times 35^2 \\ &= 1,838 \text{ kN/m} \end{aligned}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang sampingkendaraan dengan tinggi 2 m di atas lantai jembatan, h

$$= 2 \text{ m}$$

$$\text{Jarak antar roda kendaraan, x} = 1,75 \text{ m}$$

Transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$\begin{aligned} P_{EW} &= [1/2 \times h^2/x \times T_{EW}] \\ &= [1/2 \times 2^2 / 1,75 \times 1,838] \\ &= 2,10 \text{ kN} \end{aligned}$$

5. Pengaruh Temperatur (ET)

$$\text{Faktor beban ultimit} = 1,2$$

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur maksimum dan temperatur minimum rata – rata pada lantai jembatan.

$$\text{Temperatur maksimum rata - rata, } T_{max} = 40 \text{ } ^\circ\text{C}$$

$$\text{Temperatur minimum rata – rata, } T_{min} = 15 \text{ } ^\circ\text{C}$$

Perbedaan temperatur pada pelat,

$$\begin{aligned} \Delta T &= (T_{max} - T_{min}) \\ &= (40 - 15) \\ &= 25 \text{ } ^\circ\text{C} \end{aligned}$$

Koefisien muai panjang, $\alpha = 1 \times 10^{-5}/^{\circ}\text{C}$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f'c}$$

$$= 4700 \times \sqrt{30}$$

$$= 25742,96 \quad \text{Mpa}$$

$$= 25742960 \quad \text{Kpa}$$

4.2.2.3. Perhitungan Momen pada pelat lantai Jembatan

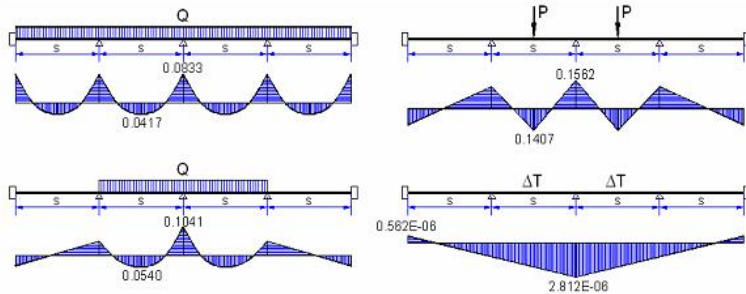
Formasi pembebanan pelat untuk mendapatkan maksimum pada batang menerus dilakukan seperti gambar. Momen maksimum pada pelat dihitung berdasarkan metode one way pelat dengan beban sebagai berikut :

Q_{MS}	6.250	kN/m
Q_{MA}	2.700	kN/m
P_{TT}	157.500	kN
P_{EW}	2.100	kN
ΔT	25.0	$^{\circ}\text{C}$

Koefisien momen lapangan dan momen tumpuan untuk bentang menerus dengan beban merata, terpusat, dan perbedaan temperatur adalah sebagai berikut :

k = koefisien momen

$s = 1,75 \text{ m}$



Gambar 4. 6. Koefisien Momen Tumpuan dan Lapangan

untuk beban merata Q : $M = k \times Q$

untuk beban terpusat P : $M = k \times P$

untuk beban temperatur, ΔT : $M = k \times \alpha \times \Delta T \times E \times s^3$

Momen akibat berat		
Momen tumpuan,	0.0833	$\times Q_{MS} \times S^2 = 1.594 \text{ kNm}$
Momen lapangan,	0.0417	$\times Q_{MS} \times S^2 = 0.798 \text{ kNm}$
Momen akibat beban mati tambahan (MA) :		
Momen tumpuan,	0.1041	$\times Q_{MA} \times S^2 = 0.861 \text{ kNm}$
Momen lapangan,	0.0540	$\times Q_{MA} \times S^2 = 0.447 \text{ kNm}$
Momen akibat beban truck (TT) :		
Momen tumpuan,	0.1562	$\times P_{TT} \times S = 43.05 \text{ kNm}$
Momen lapangan,	0.1407	$\times P_{TT} \times S = 38.78 \text{ kNm}$
Momen akibat beban angin (EW) :		
Momen tumpuan,	0.1562	$\times P_{EW} \times S = 0.574 \text{ kNm}$
Momen lapangan,	0.1407	$\times P_{EW} \times S = 0.517 \text{ kNm}$
Momen akibat temperatur (ET) :		
Momen tumpuan,	5.62×10^{-7}	$\times \alpha \times \Delta T \times E \times s^3 = 0.02 \text{ kNm}$
Momen lapangan,	2.81×10^{-6}	$\times \alpha \times \Delta T \times E \times s^3 = 0.10 \text{ kNm}$

Kombinasi Beban Merujuk RSNI T-02-2005

Tabel 20 : Kombinasi beban umum untuk keadaan layan dan ultimit.

A K S I	LAYAN						ULTIMIT					
	1	2	3	4	5	6	1	2	3	4	5	6
Aksi Permanen												
Berat sendiri												
Beban mati tambahan												
Susut/rangkak												
Pratekan	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X	X
Pengaruh beban tetap pelaksanaan												
Tekanan tanah												
Penurunan												
Aksi Transien												
Beban lajur "D" atau beban truk "T"	X	o	o	o	o		X	o	o	o	o	
Gaya rem atau gaya sentrifugal	X	o	o	o	o		X	o	o	o		
Beban pejalan kaki		X						X				
Gesekan perletakan	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Pengaruh temperatur	o	o	X	o	o	o	o	o	o	o		o
Aliran/hanyutan/batang kayu dan hidrostatik/apung	o		o	X	o	o		X	o		o	
Beban angin			o	o	X	o	o		o	X		o
Aksi Khusus												
Gempa											X	
Beban tumbukan												
Pengaruh getaran	X	X										
Beban pelaksanaan						X						X
<p>"X" berarti beban yang selalu aktif. "o" berarti beban yang boleh dikombinasi dengan beban aktif, tunggal atau seperti ditunjukkan.</p> <p>(1) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL. (2) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,7 beban "o" KBL. (3) = aksi permanen "X" KBL + beban aktif "X" KBL + 1 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL + 0,5 beban "o" KBL.</p> <p>Aksi permanen "X" KBU + beban aktif "X" KBU + 1 beban "o" KBL.</p>												

Gambar 4. 7. Kombinasi Beban

Tabel 4. 7. Momen Pelat

No	Jenis Beban	Faktor Beban	daya layan	keadaan ultimit	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	K _{MS}	1,0	1,3	1,594	0,798
2	Beban mati tambahan	K _{MA}	1,0	2,0	0.861	0.447
3	Beban truk "T"	K _{TT}	1,0	1,8	43,053	38,780
4	Beban angin	K _{EW}	1,0	1,2	0,574	0,517
5	Pengaruh temperatur	K _{ET}	1,0	1,2	0,019	0,097

Tabel 4. 8. Kombinasi 1

No	Jenis Beban	Faktor Beban	$M_{tumpuan}$ (kNm)	$M_{lapangan}$ (kNm)	M_u tumpuan (kNm)	M_u lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	1.594	0.798	2.073	1.038
2	Beban mati tambahan	2.0	0.861	0.447	1.722	0.893
3	Beban truk "T"	1.8	43.053	38.780	77.495	69.805
4	Beban angin	1.0	0.574	0.517	0.574	0.517
5	Pengaruh temperatur	1.0	0.019	0.097	0.019	0.097
Total Momen ultimit slab, M_u =					81.882	72.349

Tabel 4. 9. Kombinasi 2

No	Jenis Beban	Faktor Beban	$M_{tumpuan}$ (kNm)	$M_{lapangan}$ (kNm)	M_u tumpuan (kNm)	M_u lapangan (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	1.594	0.798	2.073	1.038
2	Beban mati tambahan	2.0	0.861	0.447	1.722	0.893
3	Beban truk "T"	1.0	43.053	38.780	43.053	38.780
4	Beban angin	1.0	0.574	0.517	0.574	0.517
5	Pengaruh temperatur	1.2	0.019	0.097	0.023	0.116
Total Momen ultimit slab, M_u =					47.444	41.344

4.2.2.4. Pembesian Pelat Lantai

4.2.2.4.1. Tulangan Lentur Negatif

Momen rencana tumpuan = 81.882 kNm

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Tebal pelat lantai beton, h = 250 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar btn, d' = 50 mm

Modulus elastis baja, E_s = 200000

Faktor beban distribusi tegangan beton = 0,85

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,033683\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')] \\ &= 0,75 \times 0,033683 \times 390 [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033683 \times 390 / \\ &\quad (0,85 \times 30)] \\ &= 7,9489\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,8

Momen rencana ultimit, M_u = 81.882 kNm

Tebal efektif, $d = h - d'$ = 200 mm

Ditinjau pelat beton selebar 1 m, b = 1000 mm

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 81.882 / 0,8 \\ &= 102.353 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{102.353 \times 10^6}{1000 \times 200^2} \\ &= 2.55883 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl} R_n & < & R_{max} \\ 2.558 & < & 7,9489 \quad (\text{Ok}) \end{array}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} P &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_y'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{390} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,558}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0.00693 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 25\% \times (1,4/f_y) \\ &= 25\% \times (1,4/390) \\ &= 0,0009 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.00693 \times 1000 \times 200 \\ &= 1385.63 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah 16 mm (D 16)

Jarak tulangan yang di[perlukan,

$$s = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{1385.63}$$

$$= 145.105 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan **D16 – 125**

$$A_s = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{125}$$

$$= 1608,4954 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi/susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 1385.63$$

$$= 692.814534 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah D 13

Jarak antar tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{692.81453}$$

$$= 191.584 \text{ mm}$$

Digunakan tulangan dengan **D 13 – 175**

$$A_s' = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{175}$$

$$= 758.4702 \text{ mm}^2$$

4.2.2.4.2. Tulangan Lentur Positif

Momen rencana tumpuan = 72.34 kNm

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Tebal pelat lantai beton, h = 250 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar btn, d' = 50 mm

Modulus elastis baja, E_s = 200000

Faktor beban distribusi tegangan beton = 0,85

$$\begin{aligned}\rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 x 30}{390} x \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,033683\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}R_{max} &= 0,75 x \rho_b x f_y x [1 - \frac{1}{2} x 0,75 x \rho_b x f_y / (0,85 x f_c')] \\ &= 0,75 x 0,033683 x 390 [1 - \frac{1}{2} x 0,75 x 0,033683 x 390 / \\ &\quad (0,85 x 30)] \\ &= 7,948993\end{aligned}$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, ϕ = 0,8

Momen rencana ultimit, M_u = 72.349 kNm

Tebal efektif, $d = h - d'$ = 200 mm

Ditinjau pelat beton selebar 1 m, b = 1000 mm

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned}M_n &= M_u / \phi \\ &= 72.349 / 0,8 \\ &= 90.437 \text{ kNm}\end{aligned}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = \frac{M_n x 10^6}{b x d^2}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{90.437 \times 10^6}{1000 \times 200^2} \\
 &= 2.26092
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl}
 R_n & < & R_{max} \\
 2.260 & < & 7,9489 \quad \quad (Ok)
 \end{array}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_y'}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{390} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 2,260}{0,85 \times 30}} \right] \\
 &= 0.00608
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}
 \rho_{min} &= 25\% \times (1,4/f_y) \\
 &= 25\% \times (1,4/390) \\
 &= 0.0009
 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 A_s &= \rho \times b \times d \\
 &= 0.00608 \times 1000 \times 200 \\
 &= 1215.98 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah 16 mm (D 16)

Jarak tulangan yang di[perluan,

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{1215.98}
 \end{aligned}$$

$$= 165.350 \text{ mm}$$

Digunakan tulanga **D 16 – 125**

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{125} \\ &= 1608,4954 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Tulangan bagi/susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned} A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 1215.98 \\ &= 607.9904482 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

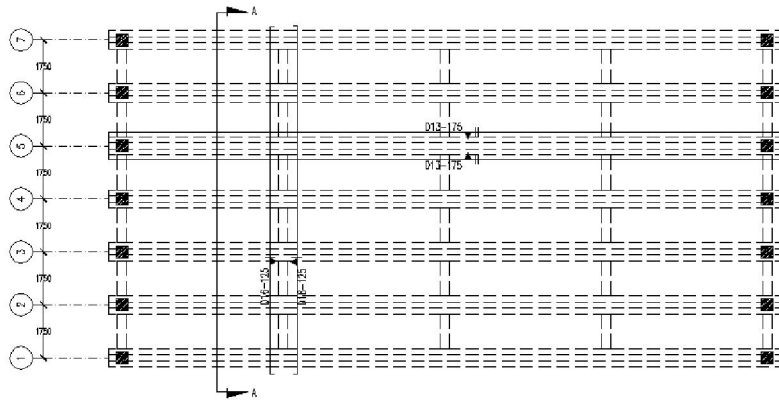
Diameter tulangan yang digunakan adalah D 13

Jarak antar tulangan yang diperlukan,

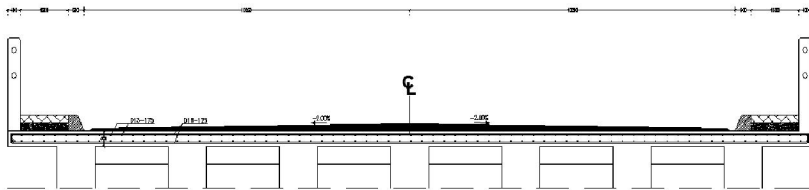
$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{607.990} \\ &= 218.313 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan dengan **D 13 – 175**

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{175} \\ &= 758.4702 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$



Gambar 4. 8. Penulangan Pelat Lantai



Gambar 4. 9. Detail Penulangan Pelat Lantai

4.2.3. Perencanaan Pelat Lantai Kantilever

4.2.3.1. Analisa Beban Pelat Lantai Kantilever

1. Berat Sendiri (MS)

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban ultimit, } K_{MS} &= 1,3 \\
 \text{Ditinjau pelat lantai jembatan selebar, } b &= 1 \text{ m} \\
 \text{Tebal pelat lantai jembatan, } h \text{ (ts)} &= 0,25 \text{ m} \\
 \text{Berat beton bertulang, } w_c &= 25 \text{ kN/m}^3 \\
 \text{Berat sendiri,} \\
 Q_{MS} &= b \times h \times w_c \\
 &= 1 \times 0,25 \times 25 \\
 &= 6,25 \text{ kN/m}
 \end{aligned}$$

2. Berat Mati Tambahan (MA)

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor beban ultimit, } K_{MA} &= 2 \\
 &\text{ditinjau dengan lebar 1m pada arah memanjang jembatan}
 \end{aligned}$$

Tabel 4. 10. Berat Mati Tambahan

NO	JENIS	TEBAL (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN/m
1	Lapisan aspal + overlay	0.10	22.00	2.200
2	Beton Rabat	0.25	24.00	6.000
3	Kerb	0.25	25.00	6.250
Beban mati tambahan :				$Q_{MA} = 14.450$

3. Beban Mati Terpusat

Beban mati terpusat akibat tiang sandaran :

Tabel 4. 11. Beban Mati Terpusat

NO	JENIS	Berat kN
1	Berat pipa 1	0.0994
2	Berat pipa 2	0.0994
3	Berat kolom sandaran	1.2000
Total =		1.3989

4. Beban Hidup (ML)

Faktor beban ultimit, $K_{ML} = 1,8$

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban pejalan kaki dan beban air hujan yang besarnya :

Tabel 4. 12. Beban Hidup

NO	JENIS	TEBAL (m)	BERAT (kN/m ³)	BEBAN kN/m
1	Beban Pejalan Kaki			5.000
2	Beban air hujan	0.05	10.00	0.500
Beban mati tambahan :			$Q_{MA} =$	5.500

4.2.3.2. Perhitungan Momen pada Pelat Lantai Kantilever

Q_{MS}	6.250	kN/m
Q_{MA}	14.450	kN/m
$Q_{MA (t)}$	157.500	kN
Q_{ML}	5.500	kN/m

Koefisien momen lapangan dan momen tumpuan untuk bentang menerus dengan beban merata, terpusat, dan perbedaan temperatur adalah sebagai berikut :

k = koefisien momen

$s = 1,75$ m

L pelat kantilever = 1.20 m

Momen akibat berat					
Momen tumpuan,	0.5000	$\times QMS \times L^2$	=	4.500	kNm
Momen lapangan,	0.5000	$\times QMS \times L^2$	=	4.500	kNm
Momen akibat beban mati tambahan (MA) :					
Momen tumpuan,	0.5000	$\times QMA \times L^2$	=	10.404	kNm
Momen lapangan,	0.5000	$\times QMA \times L^2$	=	10.404	kNm
Momen akibat beban mati tambahan :					
MD1		PD1 $\times L$	=	0.097	kNm
MD2		PD2 $\times L$	=	0.097	kNm
MD3		PD3 $\times L$	=	1.170	kNm
Momen akibat beban hidup :					
Momen tumpuan,	0.5000	$\times QML \times L^2$	=	3.960	kNm
Momen lapangan,	0.5000	$\times QML \times L^2$	=	3.960	kNm

Tabel 4. 13. Momen Pelat Kantilever

No	Jenis Beban	Faktor Beban	daya layan	keadaan ultimit	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	K _{MS}	1.0	1.3	4.500	4.500
2	Beban mati tambahan	K _{MA}	1.0	2.0	11.768	11.768
3	Beban Hidup	K _{ML}	1.0	1.8	3.960	3.960

Tabel 4. 14. Kombinasi 1

No	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4.500	4.500	5.850	5.850
2	Beban mati tambahan	2.0	11.768	11.768	23.536	23.536
3	Beban Hidup	1.0	3.960	3.960	3.960	3.960
Total Momen ultimit slab, M _u =					33.346	33.346

Tabel 4. 15. Kombinasi 2

No	Jenis Beban	Faktor Beban	M _{tumpuan} (kNm)	M _{lapangan} (kNm)	M _{u tumpuan} (kNm)	M _{u lapangan} (kNm)
1	Berat sendiri	1.3	4.500	4.500	5.850	5.850
2	Beban mati tambahan	2.0	11.768	11.768	23.536	23.536
3	Beban Hidup	1.8	3.960	3.960	7.128	7.128
Total Momen ultimit slab, M _u =					36.514	36.514

4.2.3.3. Pembesian Pelat Kantilever

4.2.3.3.1. Tulangan Lentur Negatif

Momen rencana tumpuan = 36.514 kNm

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Tebal pelat lantai beton, h = 250 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar btn, d' = 50 mm

Modulus elastis baja, E_s = 200000

Faktor beban distribusi tegangan beton = 0,85

$$p_b = \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y}$$

$$= 0,85 \frac{0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390}$$

$$= 0,033683$$

$$R_{max} = 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')]]$$

$$= 0,75 \times 0,033683 \times 390 [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033683 \times 390 / (0,85 \times 30)]$$

$$= 7,9489$$

$$\text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi = 0,8$$

$$\text{Momen rencana ultimit, } M_u = 36.514 \text{ kNm}$$

$$\text{Tebal efektif, } d = h - d' = 200 \text{ mm}$$

$$\text{Ditinjau pelat beton selebar 1 m, } b = 1000 \text{ mm}$$

Momen nominal rencana,

$$M_n = M_u / \phi$$

$$= 36.514 / 0,8$$

$$= 45.642 \text{ kNm}$$

Faktor tahanan momen,

$$R_n = \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2}$$

$$= \frac{45.642 \times 10^6}{1000 \times 200^2}$$

$$= 1.14106$$

Kontrol :

$$R_n < R_{max}$$

$$1.141 < 7,9489 \quad (\text{Ok})$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$P = 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_y'}} \right]$$

$$= 0,85 \times \frac{30}{390} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.14106}{0,85 \times 30}} \right]$$

$$= 0.00299$$

Rasio tulangan minimum,

$$\rho_{min} = 25\% \times (1,4/f_y)$$

$$= 25\% \times (1,4/390)$$

$$= 0,0009$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$A_s = \rho \times b \times d$$

$$= 0.00299 \times 1000 \times 200$$

$$= 598.87 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah 16 mm (D 16)

Jarak tulangan yang diperlukan,

$$s = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{598.87}$$

$$= 335.735 \text{ mm}$$

Digunakan tulanga **D16 – 125**

$$A_s = \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s}$$

$$= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{125}$$

$$= 1608,4954 \text{ mm}^2$$

Tulangan bagi/susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok

$$A_s' = 50\% \times A_s$$

$$= 50\% \times 598.87$$

$$= 299.435 \text{ mm}^2$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah D 13

Jarak antar tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{299.43511} \\ &= 443.276 \text{ mm} \end{aligned}$$

Digunakan tulangan dengan **D 13 – 175**

$$\begin{aligned} A_s' &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{175} \\ &= 758.4702 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

4.2.3.3.2. Tulangan Lentur Positif

Momen rencana tumpuan = 33.34 kNm

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Tebal pelat lantai beton, h = 250 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar btn, d' = 50 mm

Modulus elastis baja, E_s = 200000

Faktor beban distribusi tegangan beton = 0,85

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} \times \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 \times 30}{390} \times \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{max} &= 0.75 \times \rho_b \times f_y \times \left[1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times \rho_b \times f_y / (0.85 \times f_c') \right] \\
 &= 0,75 \times 0,033683 \times 390 \left[1 - \frac{1}{2} \times 0.75 \times 0,033683 \times 390 / \right. \\
 &\quad \left. (0.85 \times 30) \right] \\
 &= 7.948993
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Faktor reduksi kekuatan lentur, } \phi &= 0,8 \\
 \text{Momen rencana ultimit, } M_u &= 33.346 \text{ kNm} \\
 \text{Tebal efektif, } d = h - d' &= 200 \text{ mm} \\
 \text{Ditinjau pelat beton selebar 1 m, } b &= 1000 \text{ mm} \\
 \text{Momen nominal rencana,} \\
 M_n &= M_u / \phi \\
 &= 33.346 / 0,8 \\
 &= 41.682 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen,

$$\begin{aligned}
 R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2} \\
 &= \frac{41.682 \times 10^6}{1000 \times 200^2} \\
 &= 1.04206
 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl}
 R_n & < & R_{max} \\
 1.042 & < & 7,9489 \quad \quad \quad (\text{Ok})
 \end{array}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned}
 \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_y'}} \right] \\
 &= 0,85 \times \frac{30}{390} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 1.042}{0,85 \times 30}} \right] \\
 &= 0.00273
 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned}\rho_{\min} &= 25\% \times (1,4/f_y) \\ &= 25\% \times (1,4/390) \\ &= 0.0009\end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.00273 \times 1000 \times 200 \\ &= 545.78 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah 16 mm (D 16)

Jarak tulangan yang di[perlukan,

$$\begin{aligned}s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{545.78} \\ &= 368.396 \text{ mm}\end{aligned}$$

Digunakan tulanga **D 16 – 125**

$$\begin{aligned}A_s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s} \\ &= \frac{\pi}{4 \times 16^2} \times \frac{1000}{125} \\ &= 1608,4954 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Tulangan bagi/susut arah memanjang diambil 50% tulangan pokok

$$\begin{aligned}A_s' &= 50\% \times A_s \\ &= 50\% \times 545.78 \\ &= 272.8886674 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

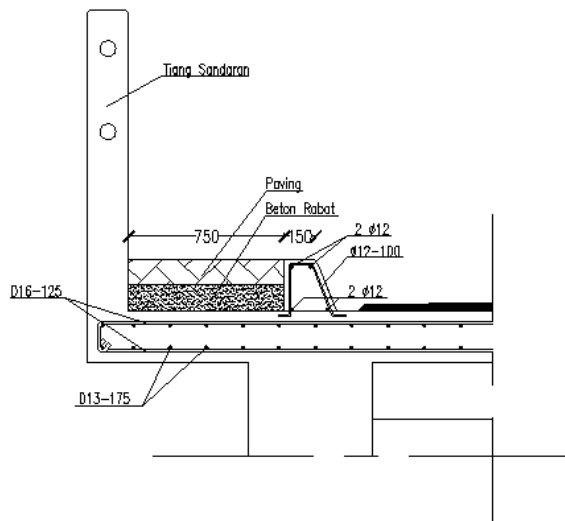
Diameter tulangan yang digunakan adalah D 13

Jarak antar tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned}
 s &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{A_s} \\
 &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{272.88867} \\
 &= 486.397 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Digunakan tulangan dengan **D 13 – 175**

$$\begin{aligned}
 A_s' &= \frac{\pi}{4 \times D^2} \times \frac{b}{s} \\
 &= \frac{\pi}{4 \times 13^2} \times \frac{1000}{175} \\
 &= 758.4702 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$



Gambar 4. 10. Penulangan Pelat Kantilever

4.3. Perencanaan Gelagar Beton Bertulang

4.3.1. Perencanaan Awal Struktur

Perencanaan awal gelagar menggunakan taksiran dimensi untuk gelagar beton bertulang. Berdasarkan BMS BDM Section 3 hal. 3-24 (menentukan lebar gelagar) atau berdasarkan BMS BDM section 5 hal 5-4 (menentukan tinggi gelagar). Taksiran

dimensi untuk gelagar beton bertulang adalah $\frac{1}{12}L \geq h \geq \frac{1}{15}L$

$$\begin{aligned}\frac{1}{12}L &= \frac{1}{12} \times 22500 \\ &= 1875 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{15}L &= \frac{1}{15} \times 22500 \\ &= 1500 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$h \text{ dipakai} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar balok direncanakan } \frac{2}{3}h \geq b \geq \frac{1}{3}h$$

$$\begin{aligned}\frac{2}{3}h &= \frac{2}{3} \times 1800 \\ &= 1200 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}\frac{1}{3}h &= \frac{1}{3} \times 1800 \\ &= 600 \text{ mm}\end{aligned}$$

$$b \text{ dipakai} = 600 \text{ mm}$$

kontrol tinggi nominal gelagar

$$h \geq 165 + 0,06L$$

$$1800 \geq 165 + 0,06 (22500)$$

$$1800 \geq 1515 \quad (\text{Ok})$$

- Data Umum

Panjang bentang jembatan	= 22,50 m
Lebar jalan (lalu lintas)	= 10,25 m
Lebar trotoar	= 1,20 m
Lebar total jembatan	= 12,65 m
Jarak antara girder (s)	= 1,75 m
Dimensi girder,	
Lebar girder, (b)	= 0,60 m
Tinggi girder, (h)	= 1,80 m
Dimensi diafragma,	
Lebar diafragma, (bd)	= 0,30 m
Tinggi diafragma, (hd)	= 1,00 m
Tebal pelat lantai jembatan, (ts)	= 0,25 m
Tebal lapisan aspal + overlay, (ta)	= 0,10 m
Tinggi genangan air hujan, (th)	= 0,05 m

- Bahan Struktur

- Mutu Beton :

Kuat tekan beton, f_c' = 30 Mpa

Modulus Elastis,

$$\begin{aligned}
 E_c &= 4700\sqrt{f_c'} \\
 &= 4700 \times \sqrt{30} \\
 &= 25742,96 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Angka poisson, u = 0,20

Modulus geser,

$$\begin{aligned}
 G &= E_c / [2 \times (1 + u)] \\
 &= 25742,96 / [2 \times (1 + 0,20)] \\
 &= 10726 \text{ Mpa}
 \end{aligned}$$

Koefisien muai panjang untuk beton, α = 1×10^{-5}

➤ Mutu Baja :

Untuk baja tulangan dengan $\emptyset > 12$ mm digunakan tulangan
U – 39

Tegangan leleh baja,

$$f_y = U \times 10$$

$$= 39 \times 10$$

$$= 390 \text{ Mpa}$$

Untuk baja tulangan dengan $\emptyset \leq 12$ mm digunakan tulangan
U – 24

Tegangan leleh baja,

$$f_y = U \times 10$$

$$= 24 \times 10$$

$$= 240 \text{ Mpa}$$

➤ Specific Gravity

$$\text{Berat beton bertulang, } w_c = 25 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat beton tidak bertulang(beton rabat), } w'_c = 24 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat aspal padat, } w_a = 22 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Berat jenis air, } w_w = 10 \text{ kN/m}^3$$

4.3.2. Perencanaan Girder Tepi

4.3.2.1. Analisis Beban Girder Tepi

a. BEBAN MATI (DL)

Faktor beban ultimit, K_{MS} = 1,3
 Panjang bentang Girder, L = 22,50 m
 Berat satu balok diafragma,
 $W_d = b_d \times h_d \times (s-b_w) \times w_c$ = 11,2125 kN
 Jumlah balok diafragma spjng bentang L ,
 n_d = 9 buah

Tabel 4. 16. Beban mati yang ditumpu oleh Girder Tepi

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Pelat lantai	1,15	0,25	25,00	7.1875
2	Aspal	1,75	0,10	22,00	3.85
3	Beton Rabat Trotoar	1	0,25	24,00	6
2	Kerb	1	0,25	25,00	6.25
3	Girder	0,60	1,80	25,00	27
qDL =					50.2875
quDL =					65.373

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	tinggi (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN)
1	Diafragma	1,15	0,30	1,00	25,00	8,625
P Dfrg.=						8,625
Pu Dfrg=						11,212

No.	Jenis	PD1 (kN)	PD2 (kN)	PD3 (kN)	Beban (kN)
1	Berat Pipa Sandaran	0.0994	0.0994	1,2	1.39888
P Pipa. =					1.39888
Pu Pipa. =					1.81854

- Pultimate Total = Pu Diafragma + Pu Pipa
 $= 11,212 \text{ kN} + 1.81854 \text{ kN}$
 $= 13,031 \text{ kN}$

b. BEBAN HIDUP

BEBAN LAJUR "D" (TD)

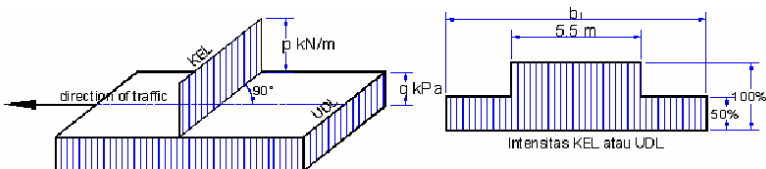
Faktor beban ultimit :

Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load) BTR dan beban garis (Knife Edge Load), BGT seperti pada **Gambar 4.9**. BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti **Gambar 4.10** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

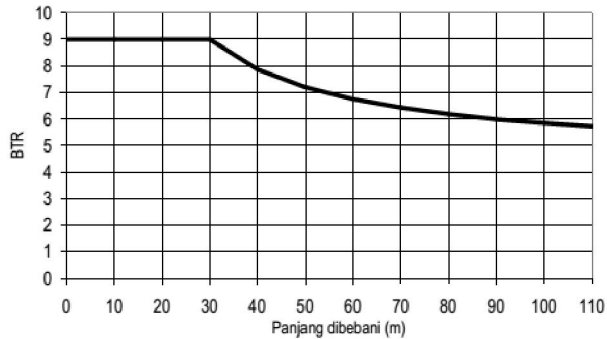
$$q = 9.0 \text{ kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L) \text{ kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)



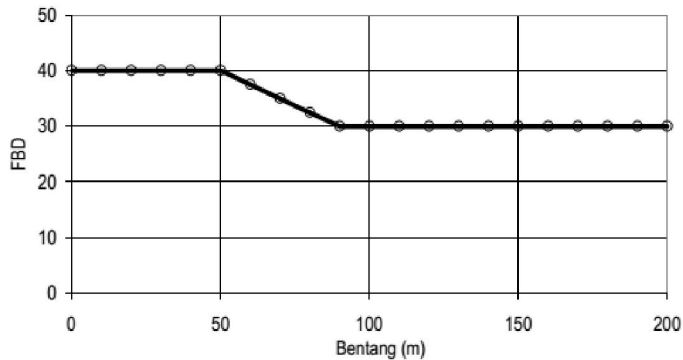
Gambar 4. 11.Beban Lajur "D"



Gambar 4. 12. Beban Garis (UDL)

Untuk panjang bentang, $L = 22,50 \text{ m}$ $q = 9,0 \text{ Kpa}$
 KEL mempunyai intensitas $p = 49,0 \text{ kN/m}$
 Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk
 KEL diambil sebagai berikut :

$DLA = 0,4$	untuk $L \leq 50 \text{ m}$
$DLA = 0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$	untuk $50 < L < 90 \text{ m}$
$DLA = 0,3$	untuk $L \geq 90 \text{ m}$



Gambar 4. 13. Faktor Beban Dinamis

Jarak antar girder $s = 1,75 \text{ m}$
 Untuk panjang bentang, $L = 22,50 \text{ m}$, maka $DLA = 0,4$

Tabel 4. 17. Beban hidup yang ditumpu oleh Girder Tepi

No.	Jenis		S (m)		Beban (kN/m)
1	Beban Merata BTR	9,00	1,75	50%	7.875
2	Beban Air Hujan	0,05	1,75	10,00	0,88
qLL =					8.75
quLL =					15.75

No.	Jenis		S (m)		Beban (kN)
1	50% P BGT	49,00	1,75	50%	42.875
P BGT =					42.875
Pu BGT =					77.175

4.3.2.2. Perhitungan Girder Tepi

➤ Segmen = 0 m

➤ Segmen ke = 0

Tinggi girder = 1800 mm

Lebar girder = 600 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton = 100 mm

Tebal efektif slab beton = 1700 mm

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 50.2875 \times 22,50 \\
 &= 565,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 \text{Rva dan Rvb akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n + \text{Berat Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1.39888 \\
 &= 40,21 \text{ kN} \\
 \text{Rva dan Rvb total} &= \text{Rva qDL} + \text{RvaqDL} \\
 &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\
 &= 605,946 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat quDL} &= \frac{1}{2} \times \text{quDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\
 &= 735,4546875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat puDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \text{ Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\
 &= 52,275 \text{ kN} \\
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{RuvaqDL} + \text{RuvapDL} \\
 &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\
 &= 787,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50-0}{22,50} \right) \\
 &= 141.3125 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{0}{22,50} \right) \\
 &= 98.4375 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 141.3125 \times 1,8 \\
 &= 254.3625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 98.4375 \times 1,8 \\
 &= 177.1875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 787,729 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 254.3625 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 787,729 \text{ kN} + 254.3625 \text{ kN} \\
 &= 1024,092 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u qDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 0 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 0^2 \\
 &= 0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu total} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 0 \\
 &= 0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu qLL} &= \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 0 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 0^2 \\
 &= 0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pLL} &= \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
 &= 77.175 \left(\frac{22,50-0}{22,50} \right) 0 \\
 &= 0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
 &= 0 + 0 + 0 + 0 \\
 &= 0 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 3 buah**

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 3 \\
 &= 1981,555 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \text{As} \times f_y \\
 &= 1981,555 \times 390 \\
 &= 772416,45 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{772416}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 50,48473529 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 772416 (1700 - 25,242)}{1000000} \\
 &= 1100,1181 \text{ T.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ccc}
 \text{Mu terpasang} & > & \text{Mu perlu} \\
 1100,1181 & > & 0 \quad \quad \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,2334 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 1042,092 \text{ kN} - 605,2334 \text{ kN} \\
 &= 436,858 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 200**

$$\begin{aligned}\emptyset V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\ &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{200} \right) : 1000 \\ &= 461,43713 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll} V_s \text{ terpasang} & > & V_s \text{ perlu} \\ 461,43713 \text{ kN} & > & 436,858 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

$$\text{➤ Segmen} = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 1$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton} = 1700 \text{ mm}$$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 50.2875 \times 22,50 \\ &= 565,734 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned} R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } p_{DL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n + \text{Berat} \\ &\quad \text{Pipa} \\ &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1.39888 \\ &= 40,21 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} q_{DL} + R_{va} p_{DL} \\ &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\ &= 605,946 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\
 &= 735,4546875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \\
 &\quad \text{Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\
 &= 52,275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{Ruva } q_{uDL} + \text{Ruvap } p_{uDL} \\
 &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\
 &= 787,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50-2,25}{22,50} \right) \\
 &= 137,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{2,25}{22,50} \right) \\
 &= 102,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_a \times K_u \\
 &= 137,03 \times 1,8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 246,65 \text{ kN} \\
 R_{b \text{ u}} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 102,73 \times 1,8 \\
 &= 184,91 \text{ kN} \\
 \\
 V_{u \text{ DL}} &= 627,608 \text{ kN} \\
 V_{u \text{ LL}} &= 246,65 \text{ kN} \\
 V_{u \text{ total}} &= 627,608 \text{ kN} + 246,65 \text{ kN} \\
 &= 874,253 \text{ kN} \\
 \\
 M_{u \text{ qDL}} &= \frac{1}{2} \times q_{u \text{ DL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u \text{ DL}} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 2,25 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 2,25^2 \\
 &= 1489,30 \text{ kN.m} \\
 M_{u \text{ pDL}} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_{u \text{ total}} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 2,25 \\
 &= 102,62 \text{ kN.m} \\
 M_{u \text{ qLL}} &= \frac{1}{2} \times q_{u \text{ LL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u \text{ LL}} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 2,25 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 2,25^2 \\
 &= 358,8046875 \text{ kN.m} \\
 \\
 M_{u \text{ pLL}} &= P_{u \text{ BGT}} \left(\frac{L-s}{L} \right) s
 \end{aligned}$$

$$= 77.175 \left(\frac{22,50 - 2,25}{22,50} \right) 2,25$$

$$= 156,279375 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= M_u \text{ qDL} + M_u \text{ pDL} + M_u \text{ qLL} + M_u \text{ pLL} \\ &= 1489,30 + 102,619 + 358,80468 + 156,279375 \\ &= 2107 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 7 buah**

$$\begin{aligned} A_s \text{ terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 7 \\ &= 4623,6389 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 4623,6389 \times 390 \\ &= 1803219,205 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\ &= \frac{1803219}{0,85 \times 30 \times 600} \\ &= 117,8574644 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\ &= \frac{0,85 \times 1803219,205 (1700 - 58,9287)}{1000000} \end{aligned}$$

$$= 2515,33 \text{ T.m}$$

$$\begin{array}{lll} M_u \text{ terpasang} & > & M_u \text{ perlu} \\ 2515,33 & > & 2107 \quad \quad \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 874,253 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= 269,019 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}
 \text{Ø } V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$V_s \text{ terpasang}$	$>$	$V_s \text{ perlu}$	
307,625 kN	$>$	269,019 kN	(OK)

➤ **Segmen = 4,5 m**

➤ **Segmen ke = 2**

Tinggi girder = 1800 mm

Lebar girder = 600 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton = 100 mm

Tebal efektif slab beton = 1700 mm

Beban Mati**Beban Mati Merata**

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 50.2875 \times 22,50 \\
 &= 565,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } p_{DL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n + \text{Berat} \\
 &\quad \text{Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1.39888 \\
 &= 40,21 \text{ kN} \\
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} q_{DL} + R_{va} p_{DL} \\
 &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\
 &= 605,946 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{uva} \text{ dan } R_{uvb} \text{ akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\
 &= 735,4546875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{uva} \text{ dan } R_{uvb} \text{ akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \\
 &\quad \text{Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\
 &= 52,275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{uva} \text{ dan } R_{uvb} \text{ total} &= R_{uva} q_{DL} + R_{uva} p_{DL} \\
 &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\
 &= 787,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50-4,5}{22,50} \right) \\
 &= 132,74 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{4,5}{22,50} \right) \\
 &= 107,01 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 132,74 \times 1,8 \\
 &= 238,93 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 107,01 \times 1,8 \\
 &= 192,62 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 467,486 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 238,93 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 467,486 \text{ kN} + 238,93 \text{ kN} \\
 &= 706,413 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_{u qDL} = \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 4,5 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 4,5^2$$

$$= 2647,64 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu total} \times s$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 4,5$$

$$= 205,24 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu qLL} = \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 4,5 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 4,5^2$$

$$= 637,875 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu pLL} = \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s$$

$$= 77.175 \left(\frac{22,50-4,5}{22,50} \right) 4,5$$

$$= 277,83 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mtotal} = \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL}$$

$$= 2647,64 + 205,239 + 637,875 + 277,83$$

$$= 3768,58 \text{ kN.m}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 12 buah**

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 12$$

$$= 7926,238265 \text{ mm}^2$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 7926,238265 \times 390 \\
 &= 3091232,923 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{3091233}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 202,0413675 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 3091232,923 \times (1700 - 101,021)}{1000000} \\
 &= 4201,39 \text{ T.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Mu terpasang} & > & \text{Mu perlu} \\
 4201,39 & > & 3768,58 \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \times d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 \times 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 706,413 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= 101,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}\text{Ø Vspasang} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\ &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\ &= 307,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}\text{Vs terpasang} & > & \text{Vs perlu} \\ 307,625 \text{ kN} & > & 101,18 \text{ kN} \quad (\text{OK})\end{array}$$

➤ **Segmen** = **6,75 m**

➤ **Segmen ke** = **3**

Tinggi girder = 1800 mm

Lebar girder = 600 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton = 100 mm

Tebal efektif slab beton = 1700 mm

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}\text{Rva dan Rvb akibat qDL} &= \frac{1}{2} \times \text{qDL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 50.2875 \times 22,50 \\ &= 565,734 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}\text{Rva dan Rvb akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n + \text{Berat} \\ &\quad \text{Pipa} \\ &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1.39888 \\ &= 40,21 \text{ kN} \\ \text{Rva dan Rvb total} &= \text{Rva qDL} + \text{Rva qDL} \\ &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\ &= 605,946 \text{ kN}\end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\
 &= 735,4546875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \text{ Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\
 &= 52,275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{Ruva}_{qDL} + \text{Ruv}_{pDL} \\
 &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\
 &= 787,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50-6,75}{22,50} \right) \\
 &= 128,45 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{6,75}{22,50} \right) \\
 &= 111,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 128,45 \times 1,8 \\
 &= 231,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 111,30 \times 1,8 \\
 &= 200,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 307,346 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 231,21 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 307,346 \text{ kN} + 231,21 \text{ kN} \\
 &= 538,574 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u qDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 6,75 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 6,75^2 \\
 &= 3475,02 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_{u \text{ total}} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 6,75 \\
 &= 307,86 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u qLL} &= \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 6,75 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 6,75^2 \\
 &= 837,2109375/5 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pLL} &= P_u \text{ BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
 &= 77.175 \left(\frac{22,50-6,75}{22,50} \right) 6,75 \\
 &= 364,651875 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
 &= 3475,02 + 307,858 + 837,210 + 364,651875 \\
 &= 4984,7446 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 17 buah**

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 17 \\
 &= 11228,838 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \text{As} \times f_y \\
 &= 11228,838 \times 390 \\
 &= 4379246,6 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{4379246,6}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 286,225 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 4379246,6 (1700 - 143,112)}{1000000} \\
 &= 5795,2947 \text{ T.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 \text{Mu terpasang} & > & \text{Mu perlu} \\
 5795,2947 & > & 4984,7446 \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 538,574 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= -66,659 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}
 \text{Ø Vspasang} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,624 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{rcl}
 V_s \text{ terpasang} & > & V_s \text{ perlu} \\
 307,624 \text{ kN} & > & -66,659 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

$$\text{➤ Segmen} = 9 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 4$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

Tebal efektif slab beton $= 1700 \text{ mm}$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} \text{Rva dan Rvb akibat qDL} &= \frac{1}{2} \times \text{qDL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 50.2875 \times 22,50 \\ &= 565,734 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned} \text{Rva dan Rvb akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n + \text{Berat} \\ &\quad \text{Pipa} \\ &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1.39888 \\ &= 40,21 \text{ kN} \\ \text{Rva dan Rvb total} &= \text{Rva qDL} + \text{RvaqDL} \\ &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\ &= 605,946 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb akibat quDL} &= \frac{1}{2} \times \text{quDL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\ &= 735,4546875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb akibat puDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \\ &\quad \text{Pipa} \\ &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\ &= 52,275 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{RuvaqDL} + \text{RuvapDL} \\ &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\ &= 787,729 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50-9}{22,50} \right) \\
 &= 124,16 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{9}{22,50} \right) \\
 &= 115,59 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 124,16 \times 1,8 \\
 &= 223,49 \text{ kN} \\
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 115,59 \times 1,8 \\
 &= 208,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 147,242 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 223,49 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 147,242 \text{ kN} + 223,49 \text{ kN} \\
 &= 370,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu qDL} &= \frac{1}{2} \times \text{quDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quDL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 9 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 9^2 \\
 &= 3971,46 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu total} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 9 \\
 &= 410,48 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu qLL} &= \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 9 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 9^2 \\
 &= 956,8125 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pLL} &= \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
 &= 77.175 \left(\frac{22,50-9}{22,50} \right) 9 \\
 &= 416,745 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
 &= 3971,46 + 410,478 + 956,8125 + 416,745 \\
 &= 5755,49 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 19 buah**

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 19 \\
 &= 12549,9 \text{ mm}^2 \\
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 12549,9 \times 390 \\
 &= 4894452 \text{ N} \\
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{4894452}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 319,899 \text{ mm} \\
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 4894452 (1700 - 159,9491)}{1000000} \\
 &= 6407,05 \text{ T.m} \\
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 6407,05 &> 5755,49 \text{ (OK)}
 \end{aligned}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \times d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 \times 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 370,734 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= -234,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}
 \text{Ø } V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 V_s \text{ terpasang} & > V_s \text{ perlu} \\
 307,625 \text{ kN} & > -234,5 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

➤ **Segmen** = **11,25 m**

➤ **Segmen ke** = **5**

Tinggi girder = 1800 mm

Lebar girder = 600 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton = 100 mm

Tebal efektif slab beton = 1700 mm

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 50,2875 \times 22,50 \\
 &= 565,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } p_{DL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma } \times n + \text{Berat} \\
 &\quad \text{Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 + 1,39888 \\
 &= 40,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} q_{DL} + R_{vaqDL} \\
 &= 565,734 \text{ kN} + 40,21 \text{ kN} \\
 &= 605,946 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 65.37375 \times 22,50 \\
 &= 735,4546875 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n + P_u \\
 &\quad \text{Pipa} \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 + 1.818544 \\
 &= 52,275 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{vaqDL} + R_{vupDL} \\
 &= 735,4546875 \text{ kN} + 52,275 \text{ kN} \\
 &= 787,729 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{22,50 - 11,25}{22,50} \right) \\
 &= 119,88 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,75 \times 22,50 + 42,875 \left(\frac{11,25}{22,50} \right)
 \end{aligned}$$

$$= 119,88 \text{ kN}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned} R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\ &= 119,88 \times 1,8 \\ &= 215,78 \text{ kN} \\ R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\ &= 119,88 \times 1,8 \\ &= 215,78 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u DL} &= 39,244 \text{ kN} \\ V_{u LL} &= 215,78 \text{ kN} \\ V_{u total} &= 39,244 \text{ kN} + 215,78 \text{ kN} \\ &= 255,019 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u qDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 22,50 \times 11,25 - \frac{1}{2} \times 65.3738 \times 11,25^2 \\ &= 4136,93 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_{u total} \times s \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 13,031 \times 11,25 \\ &= 513,10 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$M_{u qLL} = \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times s^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{2} \times 15.75 \times 22,50 \times 11,25 - \frac{1}{2} \times 15.75 \times 11,25^2 \\
&= 996,6796875 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mu pLL} &= P_u \text{ BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
&= 77.175 \left(\frac{22,50-11,25}{22,50} \right) 11,25 \\
&= 434,109375 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
\text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
&= 4136,93 + 513,097 + 996,679687 + 434,109375 \\
&= 6080,82 \text{ kN.m}
\end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 21 buah**

$$\begin{aligned}
\text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 21 \\
&= 13870,9 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
T &= \text{As} \times f_y \\
&= 13870,9 \times 390 \\
&= 5409658 \text{ N}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
&= \frac{5409658}{0,85 \times 30 \times 600} \\
&= 353,572 \text{ mm}
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 5409658 (1700 - 176,786)}{1000000} \\
 &= 7004,06 \text{ T.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Mu terpasang} & > \quad \text{Mu perlu} \\
 7004,06 & > \quad 6080,02 \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 266,792 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= -350,21 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

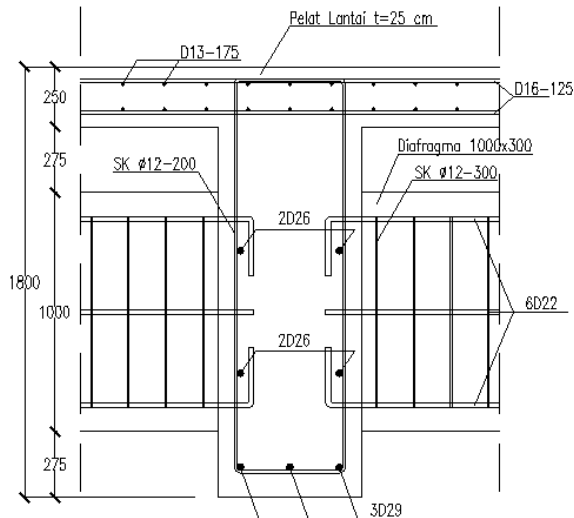
$$\begin{aligned}
 \text{Ø } V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 V_s \text{ terpasang} & > \quad V_s \text{ perlu} \\
 307,625 \text{ kN} & > \quad -350,21 \text{ kN} \quad (\text{Ok})
 \end{array}$$

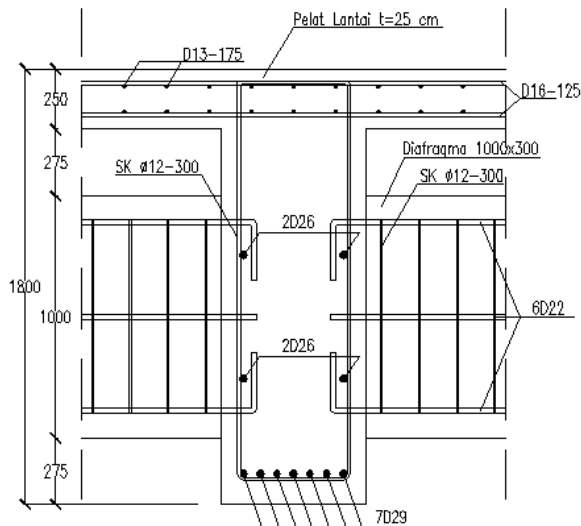
4.3.2.3. Rekap Perhitungan Girder Tepi

segment (m)	0	2.25	4.5	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.5
segmen ke	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
BEBAN MATI											
Rva dan Rvb (kN)	605.946										605.946
Ruva dan Ruvb (kN)	787.729										787.729
BEBAN HIDUP											
Ra (kN)	141.313	137.025	132.738	128.450	124.163	119.875	115.588	111.300	107.013	102.725	98.438
Rb (kN)	98.438	102.725	107.013	111.300	115.588	119.875	124.163	128.450	132.738	137.025	141.313
Ra u (kN)	254.363	246.645	238.928	231.210	223.493	215.775	208.058	200.340	192.623	184.905	177.188
Rb u (kN)	177.188	184.905	192.623	200.340	208.058	215.775	223.493	231.210	238.928	246.645	254.363
Vu DL (kN)	787.729	627.608	467.486	307.364	147.242	39.244	-120.878	-281.000	-441.122	-601.244	-761.366
Vu LL (kN)	254.363	246.645	238.928	231.210	223.493	215.775	-223.493	-231.210	-238.928	-246.645	-254.363
Vu total (kN)	1042.092	874.253	706.413	538.574	370.734	255.019	370.734	538.574	706.413	874.253	1042.092
f.Vc = $0.6 \cdot 1/6 \cdot \sqrt{f_c'} \cdot b_w \cdot d / 1000$ (kN)	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233
f. Vs perlu = $V_{utotal} - f.Vc$ (kN)	436.859	269.019	101.180	-66.660	-234.499	-350.215	-234.499	-66.660	101.180	269.019	436.859
Dipasang sengkang $\phi 12$ -	200	300	300	300	300	300	300	300	300	300	200
f. Vs terpasang = $A_v \cdot f_y \cdot d / s_a / 1000$ (kN)	461.4371	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	307.6248	461.4371
kontrol Vs terpasang > Vs perlu	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mu qDL (kN-m)	0	1489.296	2647.637	3475.023	3971.455	4136.933	3971.455	3475.023	2647.637	1489.296	0
Mu PDL (kN-m)	0	102.619	205.239	307.858	410.478	513.097	410.478	307.858	205.239	102.619	0
Mu qLL (kN-m)	0	358.805	637.875	837.211	956.813	996.680	956.813	837.211	637.875	358.805	0
MU LL (kN-m)	0	156.279	277.830	364.652	416.745	434.109	416.745	364.652	277.830	156.279	0
Mu total (kN-m)	0	2106.999	3768.581	4984.745	5755.491	6080.819	5755.491	4984.745	3768.581	2106.999	0
Dipasang Tulangan memanjang bawah											
D29 sejumlah	3	7	12	17	19	21	19	17	12	7	3
As terpasang	1981.560	4623.639	7926.238	11228.838	12549.877	13870.917	12549.877	11228.838	7926.238	4623.639	1981.560
T = $A_s \cdot f_y$ (N)	772808.231	1803219.205	3091232.923	4379246.641	4894452.129	5409657.616	4894452.129	4379246.641	3091232.923	1803219.205	772808.231
a = $T / (0.85 \cdot f_c' \cdot b_w)$ (mm)	50.510	117.857	202.041	286.225	319.899	353.572	319.899	286.225	202.041	117.857	50.510
terpasang = $0.85 \cdot T / (d - a/2) / 1E6$ (kN-m)	1100.118	2515.330	4201.395	5795.295	6407.048	7004.055	6407.048	5795.295	4201.395	2515.330	1100.118
Kontrol Mu terpasang > Mu perlu	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

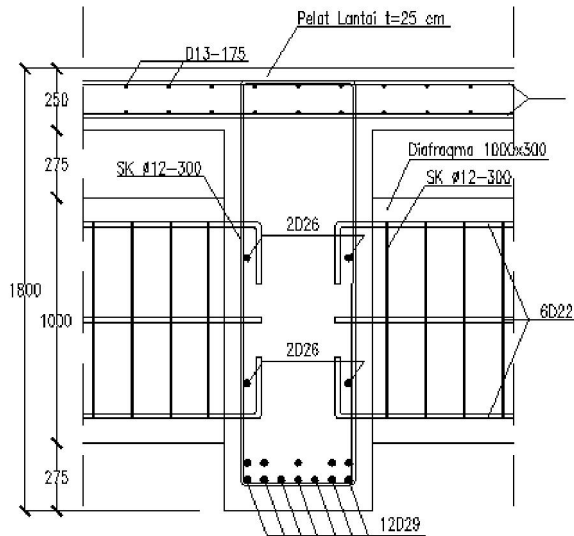
Gambar 4. 14. Rekap Perhitungan Girder Tepi



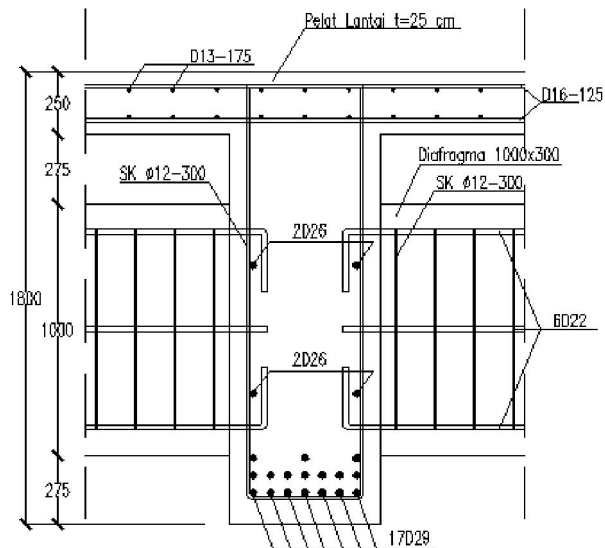
Gambar 4. 15.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 0 & 10



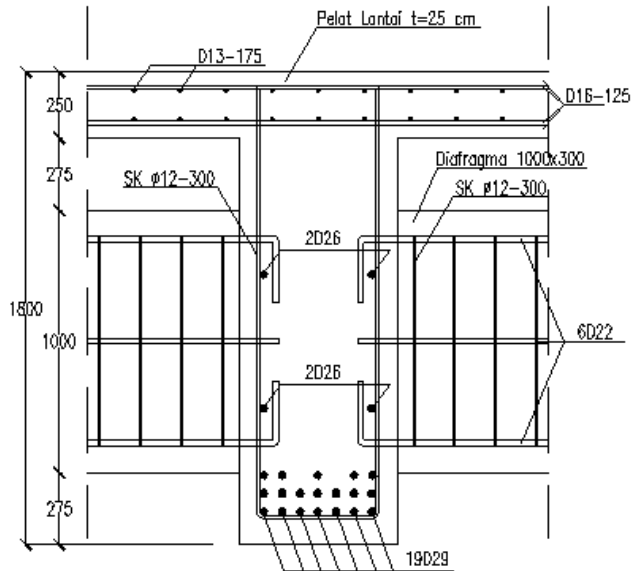
Gambar 4. 16.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 1 & 9



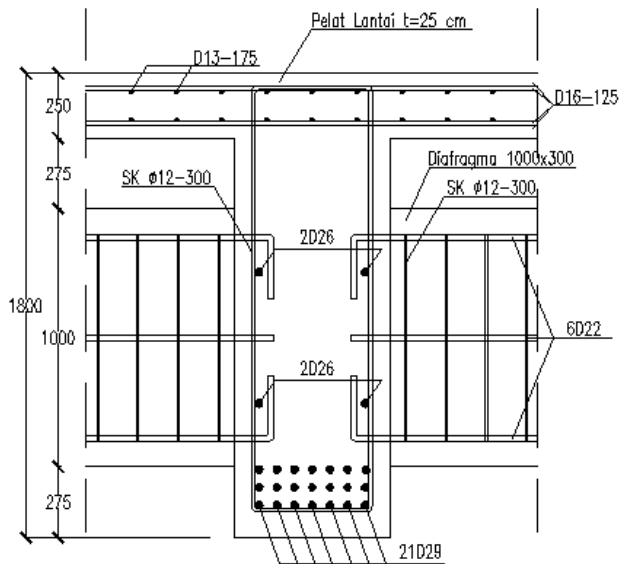
Gambar 4. 17. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 2 & 8



Gambar 4. 18. Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 3 & 7

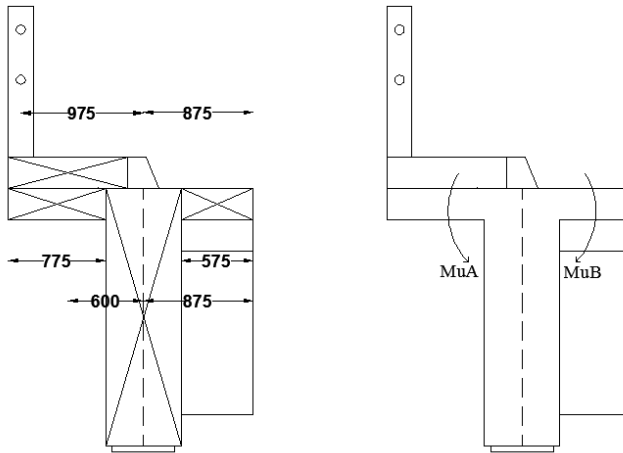


Gambar 4. 19.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 4 & 6



Gambar 4. 20.Detail Penulangan Girder Tepi Segmen 5

4.3.2.4. Penulangan Torsi Girder Tepi



Gambar 4. 21. Garis Netral Girder Tepi

f_c'	= 30	Mpa
f_y	= 390	Mpa
Tulangan lentur D	= 29	mm
Tulangan geser Ø	= 12	mm
Tebal selimut d_c	= 135	mm
$d = h - d_c - 1/2(\text{Ø geser})$	= 1665	mm
Tinggi girder	= 1800	mm
Lebar girder	= 600	mm

Momen yang mengakibatkan punter pada gelagar

- MDL akibat beban sendiri girder + trotoar

$$\begin{aligned} \text{MuA} &= p \text{ tiang sandaran} \cdot S + q \text{ trotoar} \cdot S + q \text{ beton} \\ &\quad \text{rabat} \cdot s + q \text{ balok kantilever} \cdot S \\ &= 4,105 \text{ KNm} \end{aligned}$$

- $$\begin{aligned} \text{MuB} &= q \text{ balok girder.S} + q \text{ Pelat lantai kendaraan.S} + \\ & q \text{ Kerb.S} + q \text{ (aspal+overlay).S} \\ &= 17,42343 \text{ KNm} \end{aligned}$$
2. M LL akibat beban hidup trotoar
- $$\begin{aligned} \text{MuA} &= P \text{ LL air hujan} + q \text{ LL pejalan kaki} \\ &= 3,525 \text{ KNm} \\ \text{MuB} &= 0 \end{aligned}$$
3. M LL akibat beban hidup Pelat lantai kendaraan
- $$\begin{aligned} \text{MuA} &= 0 \\ \text{MuB} &= M \text{ roda "T"} \text{ Pelat lantai kendaraan} = 98,43 \text{ KNm} \\ \Delta \text{Mu} = \text{Tu} &= \text{MuA} - \text{MuB} \\ &= 7,630 \text{ KNm} - 115,860 \text{ KNm} \\ &= 108,230 \text{ KNm} \\ \text{T}^* &= \text{T/Kcr} = 144,3075 \text{ KNm} \end{aligned}$$

Perhitungan Tulangan Puntir

Modulus Puntir J_t :

$$\begin{aligned} x &= 600 \text{ mm} \\ y &= 1800 \text{ mm} \\ J_t &= 0,4 \times x^2 \times y \\ &= 0,4 \times 600^2 \times 1800 \\ &= 259200000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Batas kehancuran Bahan

$$\begin{aligned} V_u \text{ max} &= 0,2 f_c' \times b_w \times h \\ &= 0,2 \times 30 \times 600 \times 1800 \\ &= 6480000 \text{ N} \\ T_u \text{ max} &= 0,2 f_c' \times J_t \\ &= 0,2 \times 30 \times 259200000 \\ &= 1555200000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

V^* dari gaya geser yang sudah dihitung sebelumnya dengan $Kc^R = 0,7$

$$\left(\frac{T}{Kc^R \times Tu \max} \right) + \left(\frac{V}{Kc^R \times Vu \max} \right) \leq 1$$

$$0,413 \leq 1$$

Atau periksa bahwa $T^* < Kc^R Tu \max$

$$144,30754 \text{ Nmm} < 74,534086 \text{ Nmm}$$

Jadi, Diperlukan Tulangan Torsi.

Hitung Luas Sangkar Tulangan

$$At = (b-d' - 1/2\emptyset) \times (h-d' - 1/2\emptyset)$$

$$= 761481 \text{ mm}^2$$

$$Ut = 2((b-d' - 1/2\emptyset) + (h-d' - 1/2\emptyset))$$

$$= 4236 \text{ mm}$$

Hitung Asw yang diperlukan

$$Tus = Tuc - Tu/Kcr$$

$$= 425,9 - 154,615$$

$$= 271,293 \text{ KNm}$$

$$\text{Meningat Tus} = f_{sy} \left(\frac{Asw}{s} \right) 2At \cdot \cot \theta t$$

$\emptyset t$ secara konservatif diambil 45°

$$\frac{Asw}{s} = \frac{Tus}{f_{sy} \times 2At \times \cot \theta t} =$$

$$= \frac{206153627,6}{390 \times 1522962 \times 1} = 0,347 \text{ mm}^2/\text{mm}$$

Periksa apakah $\frac{A_{sw}}{s} \geq \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}}$

Mengingat $\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}} = \frac{0,2 x \left(h - d' - \frac{1}{2} \phi \right)}{f_y}$

$$\left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}} = \frac{0,2 x \left(1800 - 135 - \frac{1}{2} 12 \right)}{390}$$

$$= 0,85 \text{ mm}$$

$$0,347 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq 0,85 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (CEK)}$$

Maka menggunakan A_{sw}/S minimum

Periksa agar $s < \text{jarak maksimum } s_{\text{max}}$

$$s_{\text{max}} \leq 0,12 \text{ Ut atau } 300 \text{ mm}$$

$$s_{\text{maks}} = 0,12 \times 4263 \text{ mm}$$

$$= 508,32 \text{ mm}$$

Dipakai $S = 200 \text{ mm}$

$$s_{\text{max}} \leq 0,12 \text{ Ut atau } 300 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Hitung Tulangan Memanjang

Dalam Daerah Tarik

$$A_s = 0,5 \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) U_t \cdot \cot^2 \theta t$$

$$= 0,5 (0,58) 4263 \cdot \cot^2 \theta t$$

$$= 1801,9292 \text{ mm}^2$$

Dalam daerah tekan

$$A_s = 0,5 \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) U_t \cdot \cot^2 \theta t - f_y'$$

$$= 0,5(0,58)4236 \cdot \cot^2 \theta - 30 \text{Mpa}$$

$$= 1831,9292 \text{ mm}^2$$

Secara konservatif tulangan longitudinal daerah tarik dan tekan dibuat sama.

Kombinasi Tulangan Torsi, lentur, dan Geser

Penulangan pada balok

❖ Sisi atas gelagar

As pasang = Asc tulangan arah longitudinal

$$= 1831,9292 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 D26 (As = 2123,7166 mm²)

❖ Sisi badan gelagar (sebelah kiri/kanan)

As pasang total = 915,964 mm²

Dipakai tulangan 4 D26 (As = 2123,7166 mm²)

Tulangan Geser

S = 200 mm

As Pasang = 226,2 mm²

Dipakai tulangan Ø12-300 mm (As = 377 mm²)

4.3.3. Perencanaan Girder Tengah

4.3.3.1. Analisis Beban Girder Tengah

a. BEBAN MATI (DL)

Faktor beban ultimit, K_{MS} = 1,3
 Panjang bentang Girder, L = 22,50 m
 Berat satu balok diafragma,
 $W_d = b_d \times h_d \times (s-b_w) \times w_c$ = 11,2125 kN
 Jumlah balok diafragma spjng bentang L ,
 n_d = 9 buah

Tabel 4. 18. Beban mati yang ditumpu oleh Girder Tengah

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Pelat lantai	1,15	0,25	25,00	7,19
2	Girder	0,60	1,80	25,00	27,00
3	Lap.Aspal+overlay	1,75	0,10	22,00	3,85
qDL =					38,038
quDL =					49,449

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	tinggi (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN)
1	Diafragma	1,15	0,30	1,00	25,00	8,625
P Dfrg.=						8,625
Pu Dfrg. =						11,213

b. BEBAN HIDUP

BEBAN LAJUR "D" (TD)

Faktor beban ultimit :

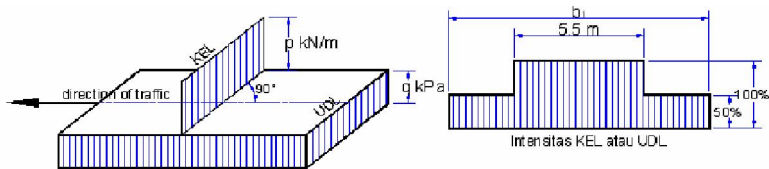
Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load) BTR

dan beban garis (Knife Edge Load), BGT seperti pada **Gambar 4.15** BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti **Gambar 4.16** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

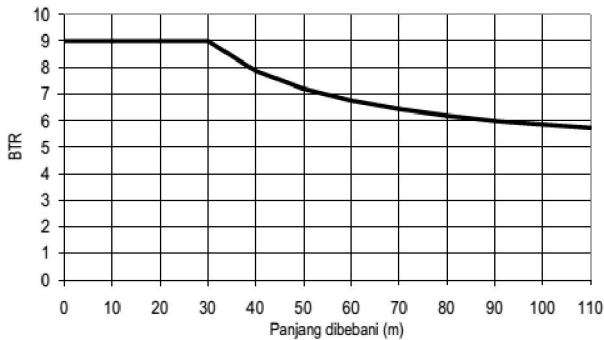
$$q = 9.0 \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L) \quad \text{kPa} \quad \text{untuk } L > 30 \text{ m}$$

Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)



Gambar 4. 22.Beban Lajur "D"



Gambar 4. 23. Beban Garis (UDL)

Untuk panjang bentang, $L = 22,50 \text{ m}$ $q = 9,0 \text{ Kpa}$

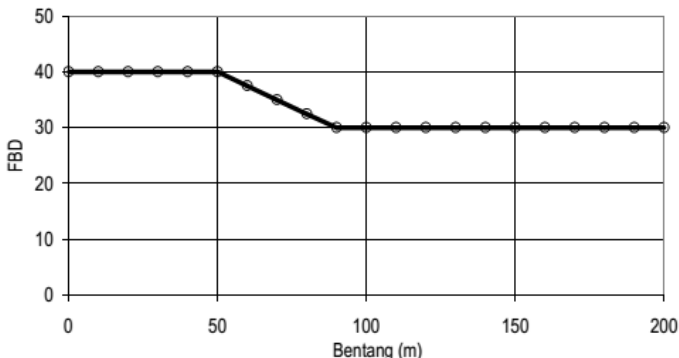
KEL mempunyai intensitas $p = 49,0 \text{ kN/m}$

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk KEL diambil sebagai berikut :

$DLA = 0,4$ untuk $L \leq 50 \text{ m}$

$$DLA = 0,4 - 0,0025 \times (L - 50)$$
$$DLA = 0,3$$

$$\text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$
$$\text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



Gambar 4. 24. Faktor Beban Dinamis

Tabel 4. 19. Beban hidup yang ditumpu oleh Girder Tengah

No.	Jenis				Beban (kN/m)
1	Beban Merata BTR	9,00	1,75		15,75
2	Beban Air Hujan	0,05	1,75	10,00	0,88
qLL =					16,625
quLL =					29,925

No.	Jenis				Beban (kN)
1	P BGT	49,00	1,75	1,40	120,05
P BGT =					120,050
Pu BGT =					216,090

4.3.3.2. Perhitungan Girder Tengah

➤ Segmen = 0 m

➤ **Segmen ke** = 0

Tinggi girder	= 1800 mm
Lebar girder	= 600 mm
Jarak tulangan terhadap sisi luar beton	= 100 mm
Tebal efektif slab beton	= 1700 mm

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ akibat } qDL &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50 \\
 &= 427,921 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ akibat } pDL &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 \\
 &= 38,81 \text{ kN} \\
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ total} &= Rva \text{ } qDL + RvaqDL \\
 &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\
 &= 466,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ akibat } quDL &= \frac{1}{2} \times quDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\
 &= 556,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ akibat } puDL &= \frac{1}{2} \times Pu \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\
 &= 50,46 \text{ kN} \\
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ total} &= RuvaqDL + RuvapDL \\
 &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\
 &= 606,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50-0}{22,50} \right) \\
 &= 307,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{0}{22,50} \right) \\
 &= 187,03 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 307,08 \times 1,8 \\
 &= 552,75 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 187,03 \times 1,8 \\
 &= 336,66 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 606,755 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 552,75 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 606,755 \text{ kN} + 552,75 \text{ kN} \\
 &= 1159,501 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_{u qDL} = \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 0 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 0^2$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu pDL} = \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu diafragma} \times s$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 0$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu qLL} = \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 0 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 0^2$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mu pLL} = \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s$$

$$= 216,090 \left(\frac{22,50-0}{22,50} \right) 0$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

$$\text{Mtotal} = \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL}$$

$$= 0 + 0 + 0 + 0$$

$$= 0 \text{ kN.m}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 3 buah**

$$\text{As terpasang} = \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n$$

$$= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 3$$

$$= 1980,555 \text{ mm}^2$$

$$T = \text{As} \times f_y$$

$$\begin{aligned}
 &= 1980,555 \times 390 \\
 &= 772416,45 \text{ N} \\
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{772416}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 50,48473529 \text{ mm} \\
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 772416 (1700 - 25,242)}{1000000} \\
 &= 1100,1181 \text{ T.m} \\
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 1100,1181 &> 0 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \times d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 \times 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,267 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 1159,501 \text{ kN} - 605,267 \text{ kN} \\
 &= 554,267 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 150**

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_{\text{pasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{150} \right) : 1000 \\
 &= 615,249 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 V_s \text{ terpasang} & > V_s \text{ perlu} \\
 615,249 \text{ kN} & > 554,267 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

$$\text{➤ Segmen} = 2,25 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 1$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton} = 1700 \text{ mm}$$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat qDL} &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50 \\
 &= 427,921 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 \\
 &= 38,81 \text{ kN} \\
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} \text{ qDL} + R_{va} \text{ pDL} \\
 &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\
 &= 466,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\
 &= 556,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\
 &= 50,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{Ruva}_{qDL} + \text{Ruv}_{pDL} \\
 &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\
 &= 606,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50 - 2,25}{22,50} \right) \\
 &= 295,08 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{2,25}{22,50} \right) \\
 &= 199,04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_a \times K_u \\
 &= 295,08 \times 1,8 \\
 &= 531,14 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$R_{b u} = R_b \times K_u$$

$$= 199,04 \times 1,8$$

$$= 358,27 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ DL} = 484,283 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ LL} = 531,14 \text{ kN}$$

$$V_u \text{ total} = 484,283 \text{ kN} + 531,14 \text{ kN}$$

$$= 1015,42 \text{ kN}$$

$$M_u \text{ qDL} = \frac{1}{2} \times q_{u\text{DL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u\text{DL}} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 2,25 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 2,25^2$$

$$= 1126,5 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ pDL} = \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_u \text{ diafragma} \times s$$

$$= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 2,25$$

$$= 88,30 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ qLL} = \frac{1}{2} \times q_{u\text{LL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u\text{LL}} \times s^2$$

$$= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 2,25 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 2,25^2$$

$$= 681,73 \text{ kN.m}$$

$$M_u \text{ pLL} = P_u \text{ BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s$$

$$= 216,090 \left(\frac{22,50 - 2,25}{22,50} \right) 2,25$$

$$= 437.58225 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= M_u \text{ qDL} + M_u \text{ pDL} + M_u \text{ qLL} + M_u \text{ pLL} \\ &= 1126,5 + 88,30 + 681.73 + 437.58225 \\ &= 2334,11 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 7 buah**

$$\begin{aligned} A_s \text{ terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 7 \\ &= 4621.295 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= A_s \times f_y \\ &= 4621.295 \times 390 \\ &= 1802305.05 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\ &= \frac{1802305,05}{0,85 \times 30 \times 600} \\ &= 117.7977157 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_u \text{ terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\ &= \frac{0,85 \times 1802305 (1700 - 58,8989)}{1000000} \\ &= 2515,33 \text{ T.m} \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll} M_u \text{ terpasang} & > & M_u \text{ perlu} \\ 2515,33 & > & 2334,11 \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Penulangan Geser

$$V_c = \phi V_c$$

$$\begin{aligned}
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 1015,42 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= 410,186 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 200**

$$\begin{aligned}
 \text{Ø } V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{200} \right) : 1000 \\
 &= 461,437 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 V_s \text{ terpasang} & > V_s \text{ perlu} \\
 461,437 \text{ kN} & > 410,186 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

$$\text{➤ Segmen} = 4,5 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 2$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton} = 1700 \text{ mm}$$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} = \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L$$

$$= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50$$

$$= 427,921 \text{ kN}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned} \text{Rva dan Rvb akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 8,6258 \times 9 \\ &= 38,81 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Rva dan Rvb total} &= \text{Rva qDL} + \text{RvaqDL} \\ &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\ &= 466,734 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb akibat quDL} &= \frac{1}{2} \times \text{quDL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\ &= 556,30 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb akibat puDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\ &= 50,46 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{RuvaqDL} + \text{RuvapDL} \\ &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\ &= 606,755 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$R_a = \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50 - 4,5}{22,50} \right) \\
 &= 283.07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{4,5}{22,50} \right) \\
 &= 211.04 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 283.07 \times 1,8 \\
 &= 509.53 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 211.04 \times 1,8 \\
 &= 379.87 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 361,810 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 509.53 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 361,810 \text{ kN} + 509.53 \text{ kN} \\
 &= 871,34 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u qDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 4,5 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 4,5^2 \\
 &= 2002.7 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu diafragma} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 4,5 \\
 &= 216,090 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu qLL} &= \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 4,5 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 4,5^2 \\
 &= 1211,96 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pLL} &= \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
 &= 216,090 \left(\frac{22,50-4,5}{22,50} \right) 4,5 \\
 &= 777,924 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
 &= 2002,7 + 176,60 + 1211,96 + 777,924 \\
 &= 4169,16 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 14 buah**

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 14 \\
 &= 9247,27 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \text{As} \times f_y \\
 &= 9247,27 \times 390 \\
 &= 3606438,411 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{3606438}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 235.7149288 \text{ mm} \\
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 3606438.411 (1700 - 117.857)}{1000000} \\
 &= 4850,01 \text{ kNm} \\
 \text{Mu terpasang} &> \text{Mu perlu} \\
 4850,01 &> 4169,16 \quad (\text{OK})
 \end{aligned}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \times d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 \times 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 879.75 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= 266,105 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}
 \emptyset V_{\text{pasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
 V_s \text{ terpasang} & > & V_s \text{ perlu} \\
 307,625 \text{ kN} & > & 266,105 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

$$\text{➤ Segmen} = 6,75 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 3$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton} = 1700 \text{ mm}$$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat qDL} &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50 \\
 &= 427,921 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat pDL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 \\
 &= 38,81 \text{ kN} \\
 R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} \text{ qDL} + R_{va} \text{ pDL} \\
 &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\
 &= 466,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\
 &= 556,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\
 &= 50,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{Ruva}_{qDL} + \text{Ruv}_{pDL} \\
 &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\
 &= 606,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50-6,75}{22,50} \right) \\
 &= 271.07 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{6,75}{22,50} \right) \\
 &= 223.05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned} R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\ &= 271.07 \times 1,8 \\ &= 487.92 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\ &= 223.05 \times 1,8 \\ &= 401.48 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_{u DL} &= 239,338 \text{ kN} \\ V_{u LL} &= 487.92 \text{ kN} \\ V_{u total} &= 239,338 \text{ kN} + 487.92 \text{ kN} \\ &= 727,257 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u qDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 6,75 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 6,75^2 \\ &= 2628.51 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_{u \text{ diafragma}} \times s \\ &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 6,75 \\ &= 264,90 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} M_{u qLL} &= \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uLL} \times s^2 \\ &= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 6,75 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 6,75^2 \\ &= 1590.70 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu pLL} &= P_u \text{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
 &= 216,090 \left(\frac{22,50-6,75}{22,50} \right) 6,75 \\
 &= 1021.02525 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{\text{total}} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
 &= 2628.51 + 264,90 + 1590.70 + 1021.0252 \\
 &= 5505,13 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 17 buah**

$$\begin{aligned}
 \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
 &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 17 \\
 &= 11228.83754 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= \text{As} \times f_y \\
 &= 11228.83754 \times 390 \\
 &= 4379246.641 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{4379246.641}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 286.2252707 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 4379246,641 (1700 - 143.1126)}{1000000} \\
 &= 5795,2947 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\text{Mu terpasang} > \text{Mu perlu}$$

$$5795,2947 > 550,13 \quad (\text{OK})$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned} V_c &= \phi V_c \\ &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\ &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\ &= 605,233 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\ &= 732,303 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\ &= 122,024 \text{ kN} \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned} \text{Ø } V_{\text{pasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\ &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1665}{300} \right) : 1000 \\ &= 307,624 \text{ kN} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} V_s \text{ terpasang} &> V_s \text{ perlu} \\ 307,624 \text{ kN} &> 122,024 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

$$\text{➤ Segmen} = 9 \text{ m}$$

$$\text{➤ Segmen ke} = 4$$

$$\text{Tinggi girder} = 1800 \text{ mm}$$

$$\text{Lebar girder} = 600 \text{ mm}$$

$$\text{Jarak tulangan terhadap sisi luar beton} = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Tebal efektif slab beton} = 1700 \text{ mm}$$

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned}
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ akibat } qDL &= \frac{1}{2} \times qDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50 \\
 &= 427,921 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned}
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ akibat } pDL &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 8,62513 \times 9 \\
 &= 38,81 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Rva \text{ dan } Rvb \text{ total} &= Rva \text{ } qDL + Rva \text{ } qDL \\
 &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\
 &= 466,734 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ akibat } quDL &= \frac{1}{2} \times quDL \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\
 &= 556,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ akibat } puDL &= \frac{1}{2} \times Pu \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\
 &= 50,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Ruva \text{ dan } Ruvb \text{ total} &= Ruva \text{ } qDL + Ruva \text{ } pDL \\
 &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\
 &= 606,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50-9}{22,50} \right) \\
 &= 259.06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{9}{22,50} \right) \\
 &= 235.05 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_{va} \times K_u \\
 &= 259.06 \times 1,8 \\
 &= 466.31 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_{b u} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 235.05 \times 1,8 \\
 &= 423.09 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$V_{u DL} = 116,866 \text{ kN}$$

$$V_{u LL} = 466.31 \text{ kN}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ total}} &= 116,866 \text{ kN} + 466.31 \text{ kN} \\
 &= 583,18 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$M_{u qDL} = \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times s^2$$

$$\begin{aligned}
&= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 9 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 9^2 \\
&= 3004.0 \text{ kN.m} \\
\text{Mu pDL} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) \text{Pu diafragma} \times s \\
&= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 9 \\
&= 353,19 \text{ kN.m} \\
\text{Mu qLL} &= \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times L \times s - \frac{1}{2} \times \text{quLL} \times s^2 \\
&= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 9 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 9^2 \\
&= 1817.94 \text{ kN.m} \\
\text{Mu pLL} &= \text{Pu BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) s \\
&= 216,090 \left(\frac{22,50-9}{22,50} \right) 9 \\
&= 1166.886 \text{ kN.m} \\
\text{Mtotal} &= \text{Mu qDL} + \text{Mu pDL} + \text{Mu qLL} + \text{Mu pLL} \\
&= 3004.0 + 353,19 + 1817.94 + 1166.886 \\
&= 6342,04 \text{ kN.m} \\
&\text{Direncanakan, tulangan } \mathbf{D29 \text{ sejumlah } 21 \text{ buah}} \\
\text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\
&= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 21 \\
&= 13870,9 \text{ mm}^2
\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 T &= A_s \times f_y \\
 &= 13870,9 \times 390 \\
 &= 5409658 \text{ N}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\
 &= \frac{5409658}{0,85 \times 30 \times 600} \\
 &= 353,572 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\
 &= \frac{0,85 \times 5409658 (1700 - 176,786)}{1000000} \\
 &= 7004,06 \text{ kNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{ll}
 \text{Mu terpasang} & > \quad \text{Mu perlu} \\
 7004,06 & > \quad 6342,04 \text{ (OK)}
 \end{array}$$

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w \times d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 \times 1700 \right) : 1000 \\
 &= 605,233 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 583,18 \text{ kN} - 605,233 \text{ kN} \\
 &= -22,057 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

$$\begin{aligned}\emptyset V_{\text{pasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\ &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\ &= 307,625 \text{ kN}\end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll} V_s \text{ terpasang} & > & V_s \text{ perlu} \\ 307,625 \text{ kN} & > & -22,057 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

➤ **Segmen** = 11,25 m

➤ **Segmen ke** = 5

Tinggi girder = 1800 mm

Lebar girder = 600 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar beton = 100 mm

Tebal efektif slab beton = 1700 mm

Beban Mati

Beban Mati Merata

$$\begin{aligned} R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } q_{DL} &= \frac{1}{2} \times q_{DL} \times L \\ &= \frac{1}{2} \times 38,038 \times 22,50 \\ &= 427,921 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat

$$\begin{aligned} R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ akibat } p_{DL} &= \frac{1}{2} \times P \text{ diafragma} \times n \\ &= \frac{1}{2} \times 8,625 \times 9 \\ &= 38,81 \text{ kN} \\ R_{va} \text{ dan } R_{vb} \text{ total} &= R_{va} q_{DL} + R_{va} p_{DL} \\ &= 427,921 \text{ kN} + 38,81 \text{ kN} \\ &= 466,734 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban Mati Merata Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } q_{uDL} &= \frac{1}{2} \times q_{uDL} \times L \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \\
 &= 556,30 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Mati Terpusat Ultimate

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb akibat } p_{uDL} &= \frac{1}{2} \times P_u \text{ diafragma} \times n \\
 &= \frac{1}{2} \times 11,213 \times 9 \\
 &= 50,46 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Ruva dan Ruvb total} &= \text{Ruva}_{qDL} + \text{Ruv}_{pDL} \\
 &= 556,30 \text{ kN} + 50,46 \text{ kN} \\
 &= 606,755 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup

$$\begin{aligned}
 R_a &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{L-s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{22,50-11,25}{22,50} \right) \\
 &= 247,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 R_b &= \frac{1}{2} \times q_{LL} \times L + P_{BGT} \left(\frac{s}{L} \right) \\
 &= \frac{1}{2} \times 16,63 \times 22,50 + 120,050 \left(\frac{11,25}{22,50} \right) \\
 &= 247,06 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Beban Hidup Ultimate

$$\begin{aligned}
 R_{a u} &= R_a \times K_u \\
 &= 247,06 \times 1,8
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= 444,70 \text{ kN} \\
 R_{b \text{ u}} &= R_{vb} \times K_u \\
 &= 247,06 \times 1,8 \\
 &= 444,70 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_{u \text{ DL}} &= 28,031 \text{ kN} \\
 V_{u \text{ LL}} &= 444,70 \text{ kN} \\
 V_{u \text{ total}} &= 28,031 \text{ kN} + 444,70 \text{ kN} \\
 &= 472,73 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ qDL}} &= \frac{1}{2} \times q_{u \text{ DL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u \text{ DL}} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 49,449 \times 22,50 \times 11,25 - \frac{1}{2} \times 49,449 \times 11,25^2 \\
 &= 3129,2 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ pDL}} &= \left(\frac{1}{2} \times n - 1 \right) P_{u \text{ diafragma}} \times s \\
 &= \left(\frac{1}{2} \times 9 - 1 \right) 11,213 \times 11,25 \\
 &= 441,49 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 M_{u \text{ qLL}} &= \frac{1}{2} \times q_{u \text{ LL}} \times L \times s - \frac{1}{2} \times q_{u \text{ LL}} \times s^2 \\
 &= \frac{1}{2} \times 29,925 \times 22,50 \times 11,25 - \frac{1}{2} \times 29,925 \times 11,25^2 \\
 &= 1893,69 \text{ kN.m}
 \end{aligned}$$

$$M_{u \text{ pLL}} = P_{u \text{ BGT}} \left(\frac{L-s}{L} \right) s$$

$$= 216,090 \left(\frac{22,50 - 11,25}{22,50} \right) 11,25$$

$$= 1215,50625 \text{ kN.m}$$

$$\begin{aligned} M_{\text{total}} &= M_u \text{ qDL} + M_u \text{ pDL} + M_u \text{ qLL} + M_u \text{ pLL} \\ &= 3129,2 + 441,49 + 1893,69 + 1215,50625 \\ &= 6679,87 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

Direncanakan, tulangan **D29 sejumlah 22 buah**

$$\begin{aligned} \text{As terpasang} &= \frac{1}{4} \times \pi \times d^2 \times n \\ &= \frac{1}{4} \times \pi \times 29^2 \times 22 \\ &= 14531,4 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} T &= \text{As} \times f_y \\ &= 14531,4 \times 390 \\ &= 5667260 \text{ N} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} a &= \frac{T}{0,85 \times f_c \times b_w} \\ &= \frac{5667260}{0,85 \times 30 \times 600} \\ &= 370,409 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Mu terpasang} &= \frac{0,85 \times T \left(d - \frac{a}{2} \right)}{1000000} \\ &= \frac{0,85 \times 5667260 \times (1700 - 185,205)}{1000000} \end{aligned}$$

$$= 7297,03 \text{ kNm}$$

Mu terpasang	>	Mu perlu	
7297,03	>	6679,87	(OK)

Penulangan Geser

$$\begin{aligned}
 V_c &= \phi V_c \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{f_c}}{6} \right) b_w x d \right) : 1000 \\
 &= \left(0,65 \left(\frac{\sqrt{30}}{6} \right) 600 x 1700 \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 V_s \text{ perlu} &= V_u \text{ total} - V_c \\
 &= 472,73 \text{ kN} - 307,625 \text{ kN} \\
 &= -132,5 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

Menggunakan sengkang **Ø 12 – 300**

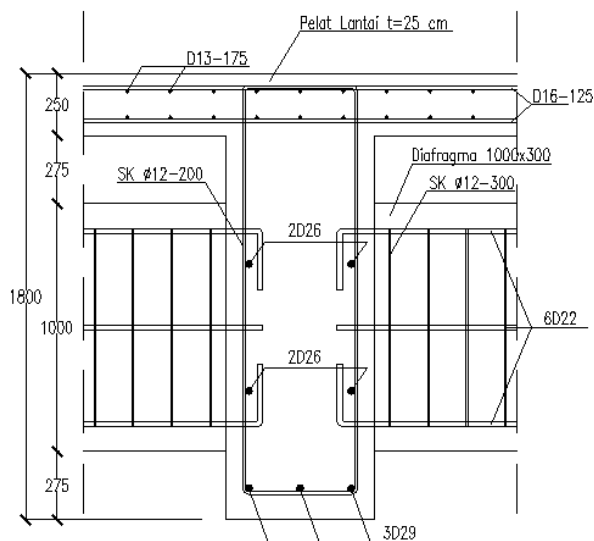
$$\begin{aligned}
 \text{Ø } V_{\text{spasang}} &= \left(\frac{A_v \times f_y \times d}{s} \right) : 1000 \\
 &= \left(\frac{226,195 \times 240 \times 1700}{300} \right) : 1000 \\
 &= 307,625 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

$$\begin{array}{lll}
 V_s \text{ terpasang} & > & V_s \text{ perlu} \\
 307,625 \text{ kN} & > & -132,5 \text{ kN} \quad (\text{OK})
 \end{array}$$

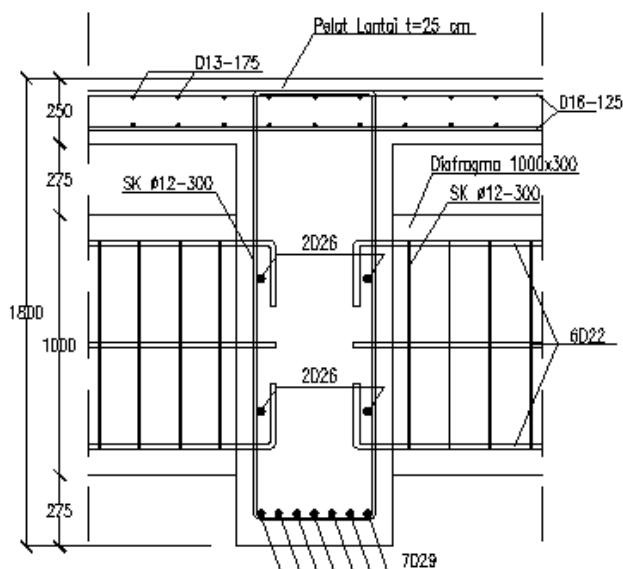
4.3.3.3. Rekap Perhitungan Girder Tengah

segment (m)	0	2.25	4.5	6.75	9	11.25	13.5	15.75	18	20.25	22.5
segmen ke	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
BEBAN MATI											
Rva dan Rvb (kN)	449.484										449.484
Ruva dan Ruvb (kN)	584.330										584.330
BEBAN HIDUP											
Ra (kN)	307.081	295.076	283.071	271.066	259.061	247.056	235.051	223.046	211.041	199.036	187.031
Rb (kN)	187.031	199.036	211.041	223.046	235.051	247.056	259.061	271.066	283.071	295.076	307.081
Ra u (kN)	552.746	531.137	509.528	487.919	466.310	444.701	423.092	401.483	379.874	358.265	336.656
Rb u (kN)	336.656	358.265	379.874	401.483	423.092	444.701	466.310	487.919	509.528	531.137	552.746
Vu DL (kN)	584.330	461.858	339.385	216.913	94.441	5.606	-139.291	-261.763	-384.235	-506.708	-629.180
Vu LL (kN)	552.746	531.137	509.528	487.919	466.310	444.701	-466.310	-487.919	-509.528	-531.137	-552.746
Vu total (kN)	1137.076	992.995	848.914	704.832	560.751	450.308	560.751	704.832	848.914	992.995	1137.076
$f.Vc = 0.6.1/6.\sqrt{f'c}.bw.d/1000$ (kN)	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233	605.233
$f.Vs \text{ perlu} = V_{\text{total}} - f.Vc$ (kN)	531.843	387.761	243.680	99.599	-44.482	-154.926	-44.482	99.599	243.680	387.761	531.843
Dipasang : Ø 12 -	150	225	300	300	300	300	300	300	300	225	150
$f.Vs \text{ terpasang} = A_v.f_y d / sa / 1000$ (kN)	615.250	410.166	307.625	307.625	307.625	307.625	307.625	307.625	307.625	410.166	615.250
kontrol Vs terpasang > Vs perlu	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK
Mu qDL (kN-m)	0.000	1126.504	2002.674	2628.510	3004.012	3129.179	3004.012	2628.510	2002.674	1126.504	0.000
Mu PDL (kN-m)	0.000	37.842	75.684	113.527	151.369	189.211	151.369	113.527	75.684	37.842	0.000
Mu qLL (kN-m)	0.000	681.729	1211.963	1590.701	1817.944	1893.691	1817.944	1590.701	1211.963	681.729	0.000
MU LL (kN-m)	0.000	437.582	777.924	1021.025	1166.886	1215.506	1166.886	1021.025	777.924	437.582	0.000
Mu total (kN-m)	0.000	2283.658	4068.245	5353.763	6140.210	6427.587	6140.210	5353.763	4068.245	2283.658	0.000
Dipasang Tulangan memanjang bawah											
D29 sejumlah	3	7	14	17	21	22	21	17	14	7	3
As terpasang	1981.560	4623.639	9247.278	11228.838	13870.917	14531.437	13870.917	11228.838	9247.278	4623.639	1981.560
$T = A_s.f_y$ (N)	772808.231	1803219.205	3606438.411	4379246.641	5409657.616	5667260.359	5409657.616	4379246.641	3606438.411	1803219.205	772808.231
$a = T / (0.85.f'c'.bw)$ (mm)	50.510	117.857	235.715	286.225	353.572	370.409	353.572	286.225	235.715	117.857	50.510
$Mu \text{ terpasang} = 0.8.T / (d-a/2) / 1E6$ (kN-m)	1100.118	2515.330	4850.015	5795.295	7004.055	7297.029	7004.055	5795.295	4850.015	2515.330	1100.118
Kontrol Mu terpasang > Mu perlu	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK	OK

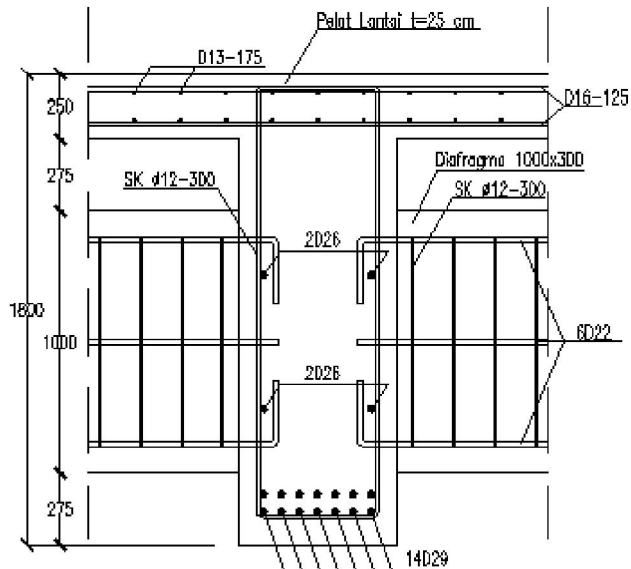
Gambar 4. 25. Rekap Perhitungan Girder Tengah



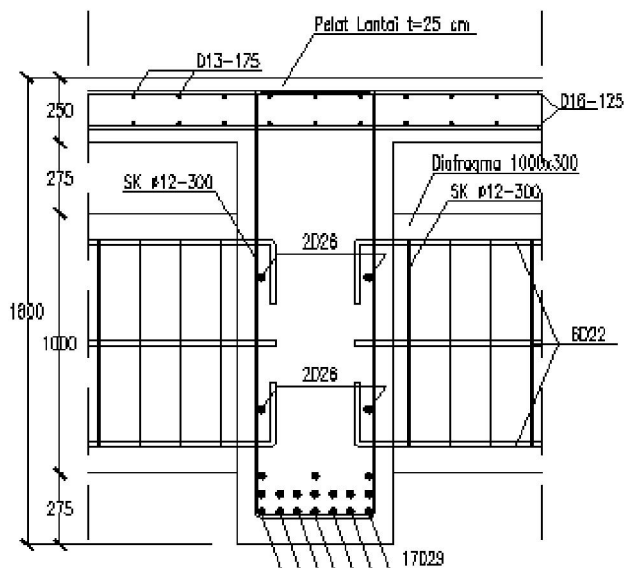
Gambar 4. 26.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 0 & 10

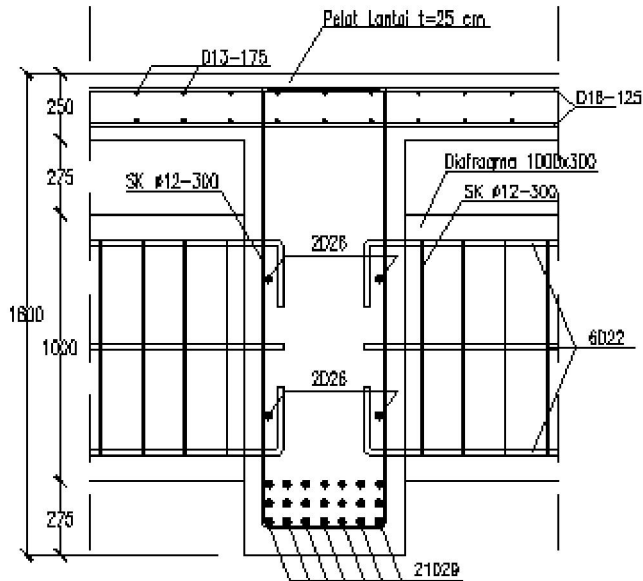


Gambar 4. 27.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 1 & 9

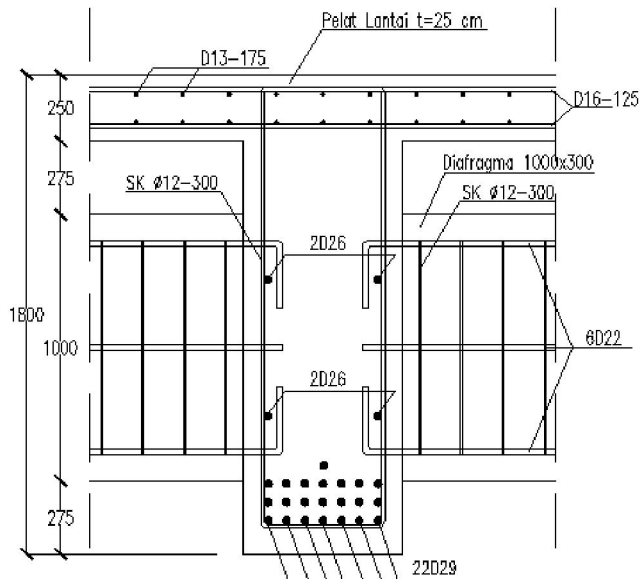


Gambar 4. 28.Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 2 & 8



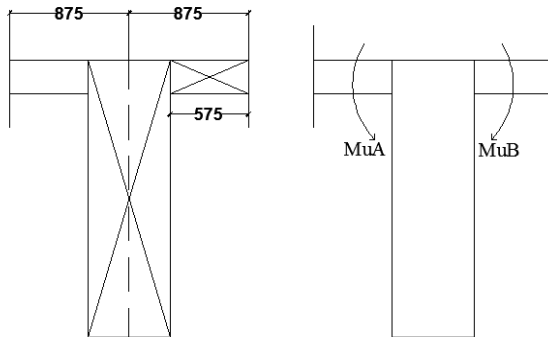


Gambar 4. 31. Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 4 & 6



Gambar 4. 30. Detail Penulangan Girder Tengah Segmen 5

4.3.3.4. Penulangan Torsi Girder Tengah



Gambar 4. 32. Garis Netral Girder Tengah

f_c'	= 30	Mpa
f_y	= 400	Mpa
Tulangan lentur D	= 29	mm
Tulangan geser Ø	= 12	mm
Tebal selimut dc)	= 135	mm
$d = h - d_c - 1/2(\text{Ø geser})$	= 1665	mm
Tinggi girder	= 1800	mm
Lebar girder	= 600	mm

Momen yang mengakibatkan puntir pada gelagar

1. MDL akibat beban sendiri balok

$$MuA = qDL.L.x$$

- Beban balok sendiri = $b \text{ gelagar} \times h \text{ gelagar} \times \gamma \text{ beton}$
 $= 0,6 \times 0,8 \times 25$
 $= 27 \text{ KN/m'}$
- Beban Pelat Lantai = $t_s \times (\text{jarak antar gelagar} - b \text{ gelagar}) \times \gamma \text{ beton}$
 $= 0,25 \times 1,15 \times 25$

$$\begin{aligned}
 &= 7,1875 \text{ KN/m'} \\
 - \text{ Beban aspal+overlay} &= t_a \times s \text{ (jarak antar gelagar)} \times \\
 &\quad \gamma \text{ aspal} \\
 &= 0,1 \times 1,75 \times 22 \\
 &= 3,85 \text{ KN/m'}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 qDL \text{ total} &= 38,0375 \text{ KNm} \\
 MuB &= Mu \text{ Pelat Lantai} \\
 &= qDL.L.x \\
 &= 7,8125 \times 0,5 \times 0,5 \\
 &= 1,953 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

2. M LL akibat beban air hujan

$$\begin{aligned}
 MuA &= P \text{ LL air hujan} \\
 &= 0,88 \text{ KNm} \\
 MuB &= 0
 \end{aligned}$$

3. M LL akibat beban hidup roda "T"

$$\begin{aligned}
 MuA &= 0 \\
 MuB &= M \text{ roda "T" Pelat lantai kendaraan} = 98,43 \\
 &\text{KNm}
 \end{aligned}$$

Perhitungan momen puntir

$$\begin{aligned}
 Mu \text{ A} &= MDL + MLL \text{ A} \\
 &= 38,91 \text{ KNm} + 0,88 \text{ KNm} \\
 &= 38,91 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 Mu \text{ B} &= MDL + MLL \text{ B} \\
 &= 38,037 \text{ KNm} + 98,44 \text{ KNm} \\
 &= 136,48 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \Delta Mu = Tu &= MuB - MuA \\
 &= 136,48 \text{ KNm} - 38,91 \text{ KNm} \\
 &= 97,5625 \text{ KNm}
 \end{aligned}$$

$$T^* = T/K_{cr} = 130,08 \text{ KNm}$$

$$T^* = 130083333$$

Perhitungan Tulangan Puntir

Modulus Puntir J_t :

$$\begin{aligned} x &= 600 \text{ mm} \\ y &= 1800 \text{ mm} \\ J_t &= 0,4 \times x^2 \times y \\ &= 0,4 \times 600^2 \times 1800 \\ &= 259200000 \text{ mm}^3 \end{aligned}$$

Batas kehancuran Bahan

$$\begin{aligned} V_{u \max} &= 0,2 f_c' \times b_v \times d_o \\ &= 0,2 \times 30 \times 600 \times 1800 \\ &= 6480000 \text{ N} \\ T_{u \max} &= 0,2 f_c' \times J_t \\ &= 0,2 \times 30 \times 259200000 \\ &= 1555200000 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

V^* dari gaya geser yang sudah dihitung sebelumnya dengan

$$K_c^R = 0,7$$

$$\left(\frac{T}{K_c^R \times T_{u \max}} \right) + \left(\frac{V}{K_c^R \times V_{u \max}} \right) \leq 1$$

Atau periksa bahwa $T^* < K_c^R T_{u \max}$

$$130,08333 \text{ Nmm} < 74,534 \text{ Nmm}$$

Berarti batas kehancuran bahan tidak terjadi

Menghitung T_{uc}

$$\begin{aligned} T_{uc} &= J_t(0,3\sqrt{f_c'}) \\ &= 197180120,7 \text{ Nmm} \end{aligned}$$

Kontrol

$$T^* > 0,25 K_c^R T_{uc}$$

$$15637314,29 \text{ Nmm} > 34506521,12 \text{ Nmm} \quad (\text{Ok})$$

Jadi, Batas Kehancuran Badan Tidak Terjadi

Hitung Luas Sangkar Tulangan

$$\begin{aligned} A_t &= (b-d' - 1/2\phi) \times (h-d' - 1/2\phi) \\ &= 761481 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} U_t &= 2((b-d' - 1/2\phi) + (h-d' - 1/2\phi)) \\ &= 4236 \text{ mm} \end{aligned}$$

Hitung Asw yang diperlukan

$$\begin{aligned} T_{us} &= T_{uc} - T_{u/Kcr} \\ &= 425,909 - 139,375 \\ &= 18,87 \text{ KNm} \end{aligned}$$

$$\text{Mengingat } T_{us} = f_{sy} \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) 2 A_t \cdot \cot \theta_t$$

θ_t secara konservatif diambil 45°

$$\begin{aligned} \frac{A_{sw}}{s} &= \frac{T_{us}}{f_{sy} \times 2 A_t \times \cot \theta_t} \\ &= \frac{18583333,3}{390 \times 1522962 \times 1} = 0,31287 \end{aligned}$$

$$\text{Periksa apakah } \frac{A_{sw}}{s} \geq \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}}$$

$$0,3128 \text{ mm}^2/\text{mm} \leq 0,8507 \text{ mm}^2/\text{mm} \text{ (CEK)}$$

Maka menggunakan Asw/S minimum

$$\text{Mengingat } \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}} = \frac{0,2 \times (h-d' - 1/2\phi)}{f_y}$$

$$\begin{aligned} \left(\frac{A_{sw}}{s} \right)_{\text{minimum}} &= \frac{0,2 \times (1800 - 135 - 1/2 \times 12)}{390} \\ &= 0,8507 \text{ mm} \end{aligned}$$

Periksa agar $s < \text{jarak maksimum } S_{\max}$

$$S_{\max} \leq 0,12 U_t \text{ atau } 300 \text{ mm}$$

$$\begin{aligned} S_{\max} &= 0,12 \times 4236 \text{ mm} \\ &= 508,32 \text{ mm} \end{aligned}$$

Dipakai $S = 200 \text{ mm}$

$$S_{\max} \leq 0,12 U_t \text{ atau } 300 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

Hitung Tulangan Memanjang

Dalam Daerah Tarik

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) U_t \cdot \cot^2 \theta t \\ &= 0,5 (0,8507) 4236 \cdot \cot^2 \theta t \\ &= 1801,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dalam daerah tekan

$$\begin{aligned} A_s &= 0,5 \left(\frac{A_{sw}}{s} \right) U_t \cdot \cot^2 \theta t - f_y' \\ &= 0,5 (0,8507) 4236 \cdot \cot^2 \theta t - 30 \text{ Mpa} \\ &= 1831,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Secara konservatif tulangan longitudinal daerah tarik dan tekan dibuat sama.

Kombinasi Tulangan Torsi, lentur, dan Geser

Penulangan pada balok

❖ Sisi atas gelagar

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= A_{sc} \text{ tulangan arah longitudinal} \\ &= 1831,929 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Dipakai tulangan 4 D26 ($A_s = 2123,7 \text{ mm}^2$)

❖ Sisi badan gelagar (sebelah kiri/kanan)

$$A_s \text{ pasang total} = 915,964 \text{ mm}^2$$

Dipakai tulangan 4 D26 ($A_s = 2123,78 \text{ mm}^2$)

Tulangan Geser

S = 200 mm

As Pasang = 226,2 mm²

Dipakai tulangan Ø12-300 mm ($A_s = 377 \text{ mm}^2$)

4.3.4. Perencanaan Diafragma

Perencanaan diafragma menurut BMS BDM sec 5 hal 5 – 4 tabel 5.2 adalah $h \geq 165 + 0,06L$

Data pendukung jembatan

$$h \geq 165 + 0,06L$$

$$h \text{ diafragma} \geq 270 \text{ mm}$$

$$\text{dipakai } h \text{ rencana} = 1000 \text{ mm}$$

$$\text{Dimana } L = \text{jarak antara gelagar}$$

$$b \text{ diafragma} = 300 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah diafragma} = 5 \text{ buah}$$

Mutu bahan

$$W_c \text{ beton} = 25 \text{ KN/m}^3$$

$$K_{cr} = 0,75$$

4.3.4.1. Pembebanan diafragma

Distribusi beban lantai pada balok diafragma adalah sebagai berikut :

Ukuran balok diafragma,

$$\text{Lebar, } b_d = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi, } h_d = 1.00 \text{ m}$$

$$\text{Panjang bentang balok diafragma, } s = 1.75 \text{ m}$$

$$\text{Tebal lantai } t_s = 0.25 \text{ m}$$

Berat sendiri (MS) :

Tabel 4. 20. Berat Sendiri pada diafragma

No.	Jenis	Lebar (m)	Tebal (m)	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Pelat lantai	1.75	0.25	25.00	10.94
2	Balok diafragma	0.30	1.10	25.00	7,5
$Q_{MS} =$					18,44

Gaya geser dan momen akibat berat sendiri :

$$V_{MS} = 1/2 \times Q_{MS} \times s = 16,133 \text{ kN}$$

$$M_{MS} = 1/12 \times Q_{MS} \times s^2 = 4,705 \text{ kNm}$$

Beban mati tambahan (MA) :

Tabel 4. 21. Beban Mati Tambahan pada Diafragma

No.	Jenis	Lebar	Tebal	Berat (kN/m ³)	Beban (kN/m)
1	Lap.Aspal+overlay	1.75	0.10	22.00	3.85
2	Air hujan	1.75	0.05	10.00	0.88
Q _{MS} =					4.73

Gaya geser dan momen akibat beban mati tambahan :

$$V_{MA} = 1/2 \times Q_{MA} \times s = 4.134 \text{ kN}$$

$$M_{MA} = 1/12 \times Q_{MA} \times s^2 = 1.206 \text{ kNm}$$

Beban truk "T" (TT)

Beban hidup pada lantai jembatan berupa beban roda ganda oleh

Truk (beban T) yang besarnya, T = 112.5 kN

Faktor beban dinamis untuk pembebanan truk diambil, DLA = 0,4

Beban truk "T" :

$$P_{TT} = (1 + DLA) \times T = 157.50 \text{ kN}$$

Gaya geser dan momen akibat beban "T",

$$V_{TT} = 1/2 \times P_{TT} = 78.75 \text{ kN}$$

$$M_{TT} = 1/8 \times P_{TT} \times s = 34.45 \text{ kN}$$

Kombinasi beban ultimit :

Tabel 4. 22. Kombinasi Beban Ultimit pada Diafragma

No.	Jenis beban	Faktor Beban	V (kN)	M (kNm)	Vu (kN)	Mu (kNm)
1	Berat sendiri (MS)	1.30	16,13	4,71	20,973	6,117
2	Beb.mati tamb (MA)	2.00	4.13	1.21	8.269	2.412
3	Beban truk "T" (TT)	1.80	78.75	34.45	141.750	62.016
					170,991	70,544

4.3.4.2. Penulangan Diafragma

Penulangan Lentur

Momen rencana tumpuan = 70,544kNm

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Modulus elastis beton, = 25743 Mpa

Lebar balok, b = 300 mm

Tinggi balok, h = 1000 mm

Jarak tulangan terhadap sisi luar btm, d' = 100 mm

Modulus elastis baja, E_s = 200000

Faktor beban distribusi tegangan beton = 0,85

$$\begin{aligned} \rho_b &= \beta_1 \frac{0,85 f_c'}{f_y} x \frac{600}{600 + f_y} \\ &= 0,85 \frac{0,85 \times 30}{390} x \frac{600}{600 + 390} \\ &= 0,033683 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} R_{max} &= 0,75 \times \rho_b \times f_y \times [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times \rho_b \times f_y / (0,85 \times f_c')] \\ &= 0,75 \times 0,033683 \times 390 [1 - \frac{1}{2} \times 0,75 \times 0,033683 \times 390 / (0,85 \times 30)] \end{aligned}$$

$$= 7,9489$$

Faktor reduksi kekuatan lentur, $\phi = 0,8$

Tebal efektif, $d = h - d'$ $= 900 \text{ mm}$

Momen nominal rencana,

$$\begin{aligned} M_n &= M_u / \phi \\ &= 70,544 / 0,8 \\ &= 88,180 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Faktor tahanan momen,

$$\begin{aligned} R_n &= \frac{M_n \times 10^6}{b \times d^2} \\ &= \frac{88,180 \times 10^6}{300 \times 900^2} \\ &= 0.362883 \end{aligned}$$

Kontrol :

$$\begin{array}{rcl} R_n & < & R_{max} \\ 0.362883 & < & 7,9489 \quad (\text{Ok}) \end{array}$$

Rasio tulangan yang diperlukan :

$$\begin{aligned} \rho &= 0,85 \times \frac{f_c'}{f_y} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times R_n}{0,85 \times f_y'}} \right] \\ &= 0,85 \times \frac{30}{390} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2 \times 0.362883}{0,85 \times 30}} \right] \\ &= 0.000937 \end{aligned}$$

Rasio tulangan minimum,

$$\begin{aligned} \rho_{min} &= 1,4/f_y \\ &= 1,4/390 \\ &= 0.00359 \end{aligned}$$

Luas tulangan yang diperlukan,

$$\begin{aligned} A_s &= \rho \times b \times d \\ &= 0.00359 \times 300 \times 900 \\ &= 969,23 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Diameter tulangan yang digunakan adalah 22 mm (D 22)

Digunakan tulangan **6 – D22**

$$\begin{aligned} A_s &= \frac{\pi}{4} \times D^2 \times n \\ &= \frac{\pi}{4} \times 22^2 \times 6 \\ &= 2280.80 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Penulangan Geser

Gaya geser ultimit rencana, V_u = 170,99kN

Mutu Beton, f_c' = 30 Mpa

Mutu Baja (U-39), f_y = 390 Mpa

Modulus elastis beton, = 25743 Mpa

Lebar balok, b = 300 mm

Tinggi balok, h = 900 mm

Faktor reduksi kekuatan geser, ϕ = 0.8

Kuat geser nominal beton,

$$V_c = (\sqrt{f_c'}) / 6 \times b \times d \times 10^{-3} = 246,475$$

$$\phi \times V_c = 197,180$$

$$\phi \times V_s = V_u - \phi \times V_c = -26,189 \text{ kN}$$

Gaya geser yang dipikul tulangan geser,

$$V_s = -32,736 \text{ kN}$$

Tidak memerlukan tulangan geser cukup dipasang tulangan praktis **0 12 – 300**

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

The background of the slide is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo consists of a blue shield with a white emblem inside, followed by the text 'ITS' in a bold, sans-serif font, and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' in a smaller font below it.

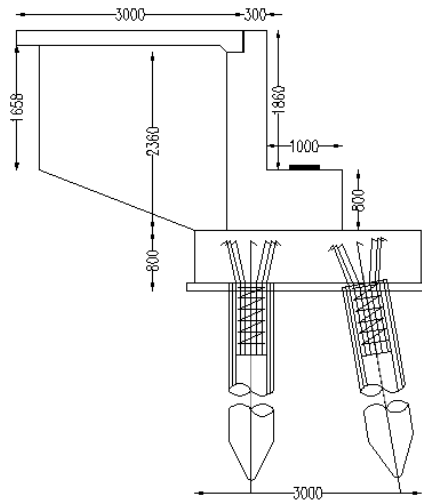
BAB V PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

BAB V

PERENCANAAN BANGUNAN BAWAH

5.1 Perencanaan Abutment

Bangunan bawah jembatan yang berfungsi untuk menyalurkan beban – beban dari bangunan atas ke pondasi jembatan adalah abutment. Kepala jembatan (abutment) adalah suatu bangunan yang meneruskan beban bangunan atas dan beban tekanan tanah ke tanah keras. Untuk meneruskan beban bangunan atas dan beban tekanan tanah ke tanah keras, kepala jembatan tersebut masih harus didukung oleh pondasi dalam atau pondasi langsung. Letak abutment berada di pangkal jembatan. Perencanaan abutment ditunjukkan pada gambar 5.1 dibawah ini.



Gambar 5. 1. Perencanaan Abutment pada kedua pangkal Jembatan

Dalam perencanaan abutment menggunakan acuan dari peraturan *Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan (R-SNI T-12-2004)*, *Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)*, *BMS BDM 1992* dan *BMS BDC 1992*. Abutment terdiri dari beberapa elemen, yaitu pondasi, poer, dinding abutment, longitudinal stopper, dan lateral stopper. Penulangan abutment direncanakan dari analisis abutment jembatan. Analisis pembebanan untuk abutment terdiri atas beban akibat berat sendiri, beban mati tambahan, tekanan tanah, beban lalu lintas, beban pejalan kaki/pedestrian, pengaruh temperatur, beban angin, dan beban gempa. Berikut ini adalah analisis abutment.

5.1.1. Preliminari Kepala Jembatan (Abutment)

Kepala jembatan ini direncanakan mampu untuk menumpu setengah beban bangunan atas dengan bentang 22,5 m baik beban mati maupun beban hidup dan beban akibat tekanan tanah aktif maupun tekanan tanah pasif.

Perecanaan awal untuk kepala jembatan seperti yang terdapat pada **BMS BDM hal 3-31, tabel 3.7** yaitu

- Untuk dimensi permulaan tembok penahan tanah lebar minimum adalah

$$\begin{aligned}\frac{1}{10}h - \frac{1}{5}h &= \frac{1}{10}2,66\text{ m} - \frac{1}{5}2,66\text{ m} \\ &= 0,266\text{ m} - 0,532\text{ m}\end{aligned}$$

Dimana h : Tinggi urugan tertahan di atas balok cap

Direncanakan tembok penahan dengan lebar 0,30 m

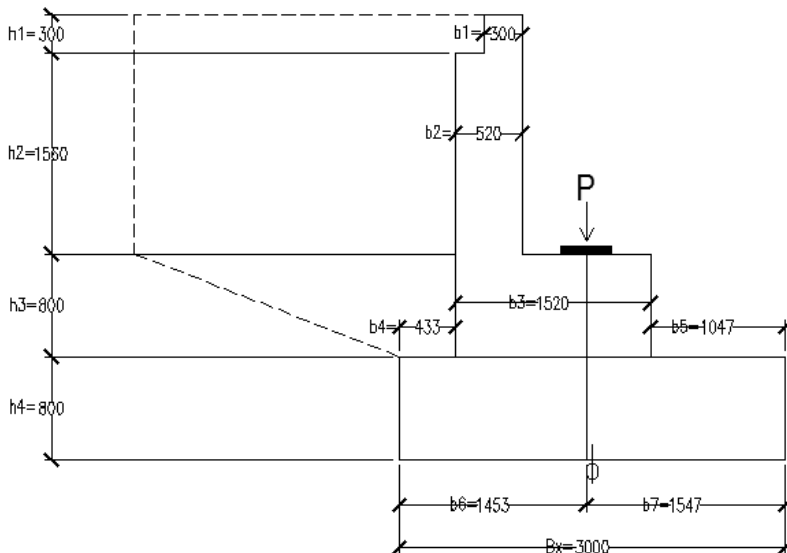
- Jembatan Sengkaring direncanakan menggunakan pondasi tiang pancang. Dimensi tiang pancang yang digunakan adalah dengan diameter 60 cm dan jumlah 7 pasang pada masing – masing abutment.

Pada pondasi tiang pancang abutment direncanakan mampu menahan beban mati, beban hidup dan beban akibat gempa. Perencanaan pembebanan tersebut dijelaskan seperti dibawah ini.

• **Data Umum**

- Nama jembatan = Jembatan Sengkering
- Bentang jembatan = 45 m
- Lebar jembatan = 11 m
- Struktur atas = Gelagar Beton Bertulang
- Struktur Bawah = Pondasi tiang pancang
- Zona gempa = zona 3

5.1.2. Data Struktur Abutment



Gambar 5. 2. Dimensi Abutment

Tabel 5. 1. Dimensi Abutment dan Keterangan

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)
h1	0.3	b1	0.3
h2	1.56	b2	0.52
h3	0.8	b3	1.52
h4	0.8	b4	0.433
		b5	1.047
		b6	1.5
		b7	1.5
		Bx	3

KETERANGAN		NOTASI	(m)
Panjang Abutment		By	13
Tebal Wing-wall		hw	0.3
TANAH TIMBUNAN			
Berat volume,	Ws =	17.2	kN/m ³
Sudut gesek,	ϕ =	35	°
Kohesi,	C =	0	kPa
BAHAN STRUKTUR			
Mutu Beton (f_c')		30	Mpa
Mutu Baja Tulangan (f_y)		390	Mpa

5.1.3. Analisis Beban Kerja Abutment

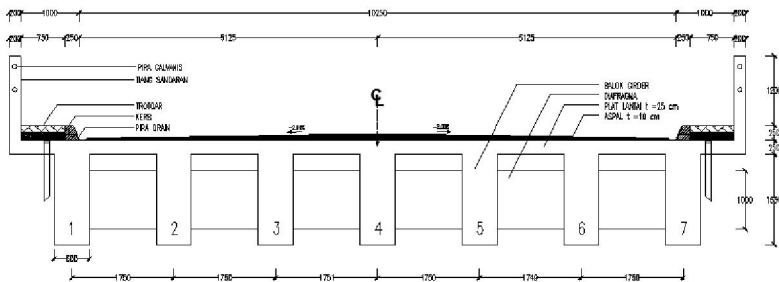
1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.

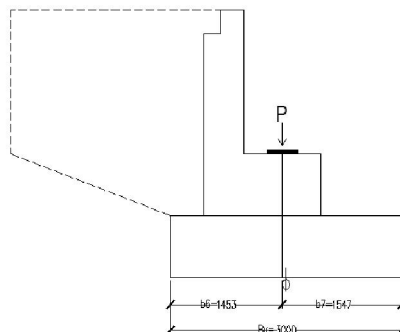
Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1.1. Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas merupakan berat yang dipikul langsung oleh abutment yang berupa Pelat lantai kendaraan, Balok Girder, trotoar dll.



Gambar 5. 3. Potongan Melintang Jembatan



Gambar 5. 4. Eksentrisitas Beban pada Pondasi

Tabel 5. 2. Perhitungan Beban Mati pada Bangunan Atas

No	Beban	Parameter Volume				Berat Jenis	Satuan	Berat
		b (m)	t (m)	L (m)	n			(kN)
1	Pelat Lantai	10.25	0.25	22.5	1	25.00	kN/m ³	1441.406
2	Trotoar	1.00	0.25	22.5	2	24.00	kN/m ³	270.000
3	Balok Girder	0.60	1.80	22.5	7	25.00	kN/m ³	4252.500
4	Tiang Sandaran	0.20	1.20	0.2	24	25.00	kN/m ³	28.800
5	Diafragma	2.30	1.00	0.30	27	25.00	kN/m ³	465.750
6	Berat Pipa/ Railing				48	0.09944	kN	4.773

Total berat sendiri struktur atas,

$$W_{MS} = 6463.229$$

Beban pd abutment akibat berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} = 1/2 \times W_{MS} = 3231.615$$

Eksentrisitas beban thd. pondasi,

$$e = -1/2 Bx + b_6 =$$

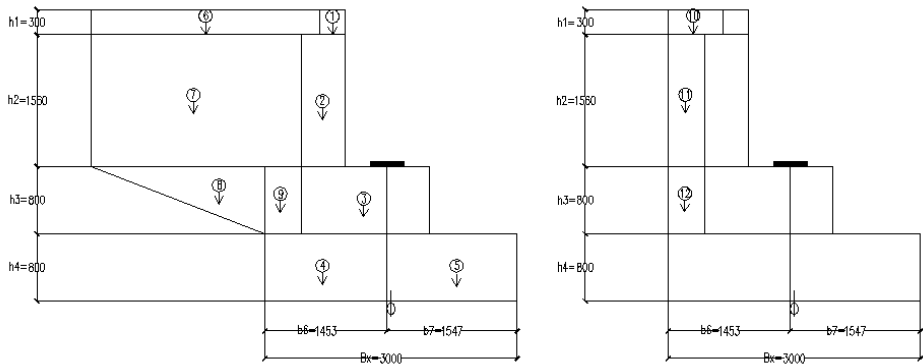
$$-0.047 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{MS} = P_{MS} \times e = -151.886$$

1.2. Berat Sendiri Struktur Bawah

Dalam perhitungan beban berat mati sendiri struktur bawah dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis beban mati abutment. Pembagian segmen ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5. 5. Pembagian Segmen Abutment

Analisis berat abutment didapat dari volume per segmen dikalikan dengan berat jenis (w_c). Berikut dibawah ini perhitungan berat sendiri abutment yang ditunjukkan tabel :

Tabel 5. 3. Perhitungan Berat Abutment

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	LENGAN (m)	MOMEN (kNm)
	b	h	Shape	Direct			
ABUTMENT							
1	0.300	0.300	1	-1	29.250	0.699	-20.446
2	0.520	1.560	1	-1	215.982	0.807	-173.650
3	1.520	0.800	1	-1	395.200	0.307	-121.326
4	1.453	0.800	0.5	-1	377.780	0.773	-292.024
5	1.547	0.800	1	1	402.220	0.725	291.610

WING WALL							
6	2.720	0.300	1	-1	12.240	2.207	-27.014
7	2.500	1.560	1	-1	58.500	2.317	-135.545
8	2.067	0.800	0.5	-1	12.402	2.189	-27.148
9	0.433	0.800	1	-1	5.196	1.283	-6.666
TANAH							
10	0.653	0.300	1	-1	41.782	1.283	-49.219
11	0.433	1.560	1	-1	144.066	1.283	-184.837
12	0.433	0.472	1	-1	73.880	1.283	-94.788
$P_{MS} =$					1816.156	$M_{MS} =$	-880.161

Rekap beban yang terjadi akibat berat sendiri pada abutment adalah sebagai berikut.

Tabel 5. 4. Rekap Beban pada Abutment

No	Berat sendiri	P_{MS} (kN)	M_{MS} (kNm)
1	Struktur atas (slab, trotoar, girder, dll)	3231.615	-151.886
2	Struktur bawah (abutment, pilecap, tanah)	1816.156	-880.161
		5047.771	-1032.047

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (superimposed dead load), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

1. Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
2. Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,

Tabel 5. 5. Beban Mati Tambahan pada Abutment

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	10.25	22.5	22.00	507.375
2	Air hujan	0.05	10.25	22.5	10.00	115.3125
$W_{MA} =$						622.6875

- Beban pada abutment akibat beban mati tambahan,
 $P_{MA} = 1/2 \times W_{MA} = 1/2 \times 622.6875 = 311.34375 \text{ kN}$
- Eksentrisitas beban thd. pondasi,
 $e = -1/2 Bx + b_6 = -1/2 \times 3 \text{ m} + 1,453 \text{ m} = -0.047 \text{ m}$
- Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas,
 $M_{MA} = P_{MA} \times e = 311.34375 \text{ kN} \times -0.047 \text{ m} = -14.633156 \text{ kNm}$

3. Tekanan Tanah (TA)

Beban tekanan tanah akan membebani tembok penahan tanah dari kepala jembatan, baik itu berupa tekanan tanah aktif maupun tekanan tanah pasif dimana arah dari tekanan tanah tersebut saling berlawanan. Tekanan tanah ini dapat menimbulkan efek guling pada kepala jembatan mengingat tinggi kepala jembatan adalah 3,46 m dan pada bagian belakangnya di timbun oleh tanah yang dipadatkan, untuk itulah tekanan tanah ini perlu dihitung pada perencanaan kepala jembatan ini.

Diperhitungan ini tekanan tanah pasif tidak diperhitungkan karena tanah berada dibawah poer dari abutment sendiri. Pada bagian tanah di belakang dinding abutment yang dibebani lalu-lintas, harus diperhitungkan adanya beban tambahan yang setara dengan tanah setebal 0.60 m yang berupa beban merata ekivalen beban kendaraan pada bagian tersebut. Tekanan tanah lateral dihitung berdasarkan harga nominal dari berat tanah (W_s), sudut gesek dalam (ϕ), dan kohesi (c) dengan:

$$W_s' = W_s$$

$$\phi' = \tan^{-1} (K_{\phi}^R \times \tan \phi)$$

dengan faktor reduksi untuk ϕ' , $K_{\phi}^R = 0,7$

$$c' = K_c^R \times c$$

dengan faktor reduksi untuk c' , $K_c^R = 1,0$

$$\text{Koefisien tekanan tanah aktif, } K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi' / 2)$$

$$\text{Berat tanah (Ws)} = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

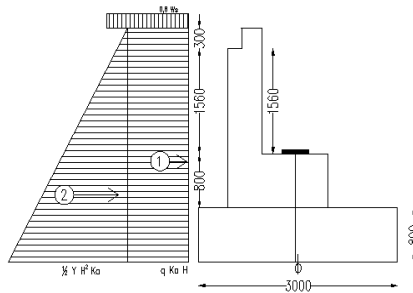
$$\text{Sudut gesek dalam } (\phi) = 35^\circ$$

$$\text{Koehsi (C)} = 0 \text{ kPa}$$

$$\text{Tinggi total abutment (H)} = 3,46 \text{ m}$$

$$\text{Lebar abutment (By)} = 13 \text{ m}$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekivalen beban kendaraan : $0,60 \times ws = 10,32 \text{ kPa}$



Gambar 5. 6. Beban Akibat Tekanan

Tanah

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2)$$

$$= \tan^2 (45^\circ - 35 / 2) = 0,270990$$

Gaya Akibat tekanan tanah

1. $T_{TA1} = (0,60 \times ws) \times H \times K_a \times B_y$
 $= (0,60 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3) \times 3,46 \text{ m} \times 0,27 \times 13 \text{ m}$
 $= 125,792 \text{ kN}$
2. $T_{TA2} = 1/2 \times H^2 \times ws \times K_a \times B_y$
 $= 1/2 \times (3,46 \text{ m})^2 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \times 0,27 \times 13 \text{ m}$
 $= 362,700 \text{ kN}$

Tabel 5. 6. Perhitungan Momen Akibat Tekanan Tanah

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)	M_{TA} (kNm)
1	$T_{TA} = (0.60 \times ws) \times H \times K_a \times B_y$	125.792	$y = H/2$	1.730	217.620
2	$T_{TA} = 1/2 \times H^2 \times ws \times K_a \times B_y$	362.700	$y = H/3$	1.153	418.314
$T_{TA} =$		488.492		$M_{TA} =$	635.934

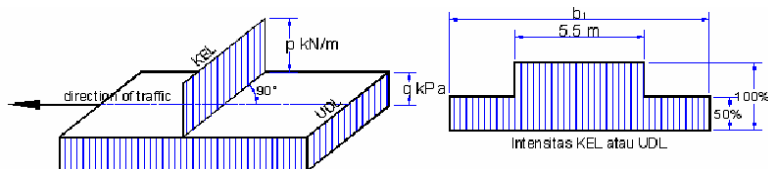
4. Beban Lajur “D” (TD)

Beban lajur “D” ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur “D” yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load) BTR dan beban garis (Knife Edge Load), BGT seperti pada **Gambar 5.7** BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti **Gambar 5.8** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

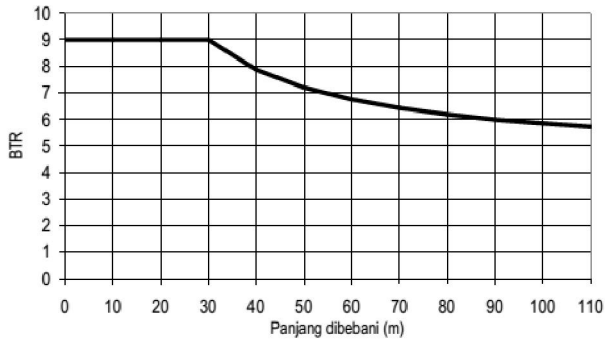
$$q = 9.0 \quad \text{kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L) \quad \text{kPa untuk } L > 30 \text{ m}$$

Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)



Gambar 5. 7. Beban Lajur "D"



Gambar 5. 8. Beban Terbagi Rata (BTR)

Untuk panjang bentang,

$$L = 22.50 \text{ m}$$

$$q = 9.00 \text{ kPa}$$

Beban garis (BGT) mempunyai intensitas,

$$p = 49.00 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (Dynamic Load Allowance) untuk BGT diambil sebagai berikut :

$$DLA = 0.4$$

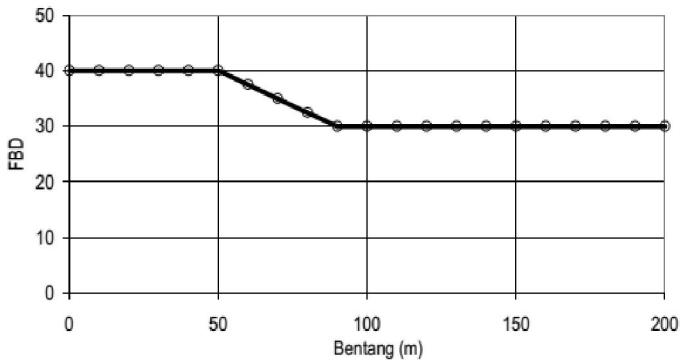
$$\text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50)$$

$$\text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0.3$$

$$\text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



Gambar 5. 9. Faktor Beban Dinamis (DLA)

Dipakai DLA = 0.4

Lebar satu jalur (b_1) = 5.125 m

$$L = 22,5 \text{ m}$$

Besar beban lajur “D” :

$$\begin{aligned} W_{TD} &= q \times L \times (5,5 + b_1) / 2 + p \times DLA \times (5,5 + b_1) / 2 \\ &= 9 \text{ kPa} \times 22,5 \text{ m} \times (5,5 + 5,125 \text{ m}) / 2 + 49 \text{ kN/m} \times 0,4 \times (5,5 \\ &\quad + 5,125 \text{ m}) / 2 \\ &= 1179.90625 \text{ kN} \end{aligned}$$

- Beban pada abutment akibat beban lajur “D”

$$P_{TD} = 1/2 \times W_{TD} = 1/2 \times 1179.90625 = 589.953125 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas beban thd. pondasi,

$$e = -1/2 Bx + b_6 = -1/2 \times 3 \text{ m} + 1,453 \text{ m} = -0.047 \text{ m}$$

- Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas,

$$M_{TD} = P_{TD} \times e = 589.953125 \text{ kN} \times -0.047 \text{ m} = -27.727796 \text{ kNm}$$

5. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

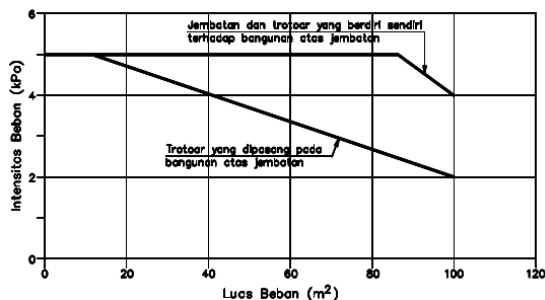
Analisis beban pejalan kaki berdasarkan *Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005) hal 24* maka beban hidup direncanakan berdasarkan beban per m^2 dari luas yang dibebani.

Beban hidup merata q :

$$\text{Untuk } A \leq 10 \text{ m}^2 \quad q = 5 \text{ kPa}$$

$$\text{Untuk } 10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2 \quad q = 5 - 0.033 \times (A - 10)$$

$$\text{Untuk } A > 100 \text{ m}^2 \quad q = 2 \text{ kPa}$$



Gambar 5. 10. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Panjang Bentang = 22,5 m

Lebar trotoar (b_2) = 1,20 m

Jumlah trotoar (n) = 2

Luas bidang trotoar yang didukung abutment,

$$A = b_2 \times L/2 \times n = 1,2 \text{ m} \times 22,5/2 \times 2 = 27 \text{ m}^2$$

Beban merata pada pedestrian,

$$q = 5 - 0.033 \times (A - 10) = 5 - 0,033 \times (27 - 10) = 4.439 \text{ kPa}$$

- Beban pada abutment akibat pejalan kaki

$$P_{TP} = A \times q = 27 \text{ m}^2 \times 4.439 \text{ kPa} = 119.853 \text{ kN}$$

- Eksentrisitas beban thd. pondasi,

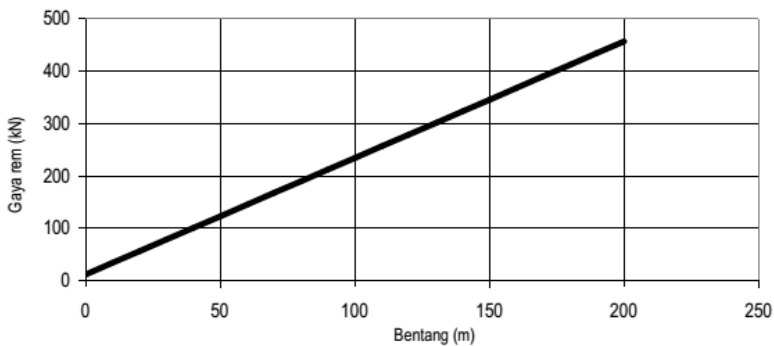
$$e = -1/2 Bx + b_6 = -1/2 \times 3 \text{ m} + 1,453 \text{ m} = -0.047 \text{ m}$$

- Momen pada pondasi akibat berat sendiri struktur atas,

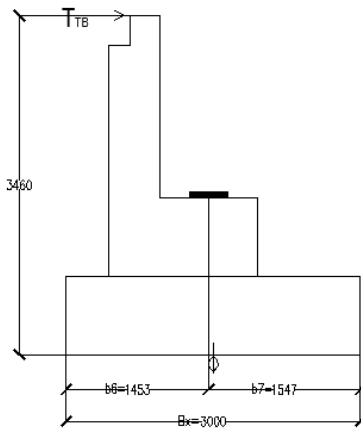
$$M_{TD} = P_{TP} \times e = 119.853 \text{ kN} \times -0.047 \text{ m} = -5.633091 \text{ kNm}$$

6. Gaya Rem (TB)

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :



Gambar 5. 11. Gaya Rem



Untuk, $L = 22.5 \text{ m}$

Gaya rem, $T_{TB} = 75 \text{ kN}$

• Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{TB} = H = 3.46 \text{ m}$$

• Momen pada pondasi akibat gaya rem :

$$\begin{aligned} M_{TB} &= P_{TB} \times Y_{TB} \\ &= 75 \text{ kN} \times 3.46 \text{ m} \\ &= 259.5 \text{ kNm} \end{aligned}$$

Gambar 5. 12. Pengaruh Gaya Rem

7. Pengaruh temperature (ET)

Untuk memperhitungkan tegangan maupun deformasi struktur yang timbul akibat pengaruh temperatur, diambil perbedaan temperatur yang besarnya setengah dari selisih antara temperatur maksimum dan temperatur minimum rata-rata pada lantai jembatan.

Temperatur maksimum rata-rata $T_{max} = 40^\circ \text{ C}$

Temperatur minimum rata-rata $T_{min} = 15^\circ \text{ C}$

$$\Delta T = (T_{max} - T_{min})$$

$$\Delta T = 40^\circ \text{ C} - 15^\circ \text{ C} = 25^\circ \text{ C}$$

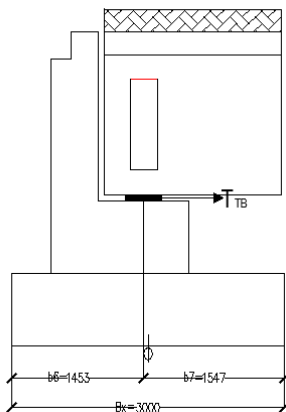
Perbedaan temperature $\Delta T = 25^\circ \text{ C}$

Koefisien muai panjang untuk beton, $\alpha = 10^{-5} / ^\circ \text{ C}$

Kekakuan geser untuk tumpuan berupa elatomer, $k = 1500 \text{ kN/m}$

Panjang bentang girder, $L = 22,5 \text{ m}$

Jumlah tumpuan elastomeric (jumlah girder), $n = 7 \text{ buah}$



- Gaya pada abutment akibat pengaruh temperatur,

$$T_{ET} = \alpha \times \Delta T \times k \times L/2 \times n$$

$$= 10^{-5}/^{\circ}\text{C} \times 25^{\circ}\text{C}$$

$$\times 1500 \text{ kN/m} \times \frac{22,5 \text{ m}}{2}$$

$$\times 7$$

$$= 29.53125 \text{ kN}$$
- Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{ET} = h_3 + h_4 = 1.6 \text{ m}$$

Gambar 5. 13. Pengaruh Temperatur

- Momen pada pondasi akibat temperatur,

$$M_{ET} = T_{ET} \times Y_{ET} = 29.53125 \text{ kN} \times 1.6 \text{ m} = 47.25 \text{ kNm}$$

8. Beban Angin

Analisis beban angina berdasarkan *Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005) hal 34* gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angina rencana. Kecepatan angin direncanakan sebesar 35 m/s karena lokasi jembatan < 5 km dari pantai.

Tabel 5. 7. Beban Angin

Kedaaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$T = 0.0006 \times C_w \times (V)^2 \times A_b$$

Dimana,

C_w = koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)

$C_w = 1.25$

$V_w = 35$ m/det

Panjang bentang girder,

$L = 22,5$ m

Tinggi bid. samping,

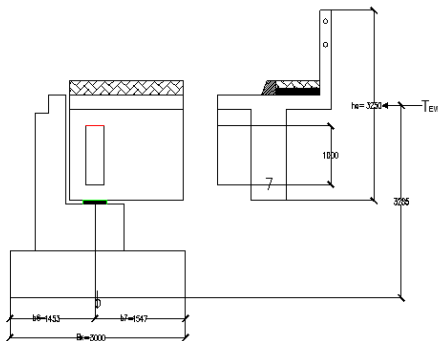
$h_a = 3.55$ m

Luas bidang samping,

$A_b = L/2 \times h_a$

$$= \frac{22,5 \text{ m}}{2} \times 3,55 \text{ m}$$

$$= 39.375 \text{ m}^2$$



Gambar 5. 14. Pengaruh Beban Angin

- Beban angin pada abutment :

$$T_{EW} = 0,0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b = 36.17578125 \text{ kN}$$

- Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EW} = h_3 + h_4 + h_a/2 = 3.285 \text{ m}$$

- Momen pd pondasi akibat beban angin :

$$M_{EW} = T_{EW} \times Y_{EW} = 36.175 \text{ kN} \times 3.285 \text{ m} = 118.837 \text{ kNm}$$

8.1. Transfer Beban angin ke lantai jembatan

Beban angin tambahan yang meniup bidang samping kendaraan :

$$T_{EW} = 0,0012 \times C_{wx} (V_w)^2 = 1.764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi $h = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan $x = 1.75 \text{ m}$

Gaya pada abutment akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = 2 \times \left[\frac{1}{2} x h / x \times T_{EW} \right] \times L/2 = 22.68 \text{ kN}$$

Eksentrisitas beban thd. pondasi,

$$e = -1/2 B_x + b_6 = -0.047 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat tranfer beban angin,

$$MEW = P_{EW} \times e = -1.06596 \text{ kN}$$

9. Beban Gempa

Analisis beban gempa berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R).

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

dimana data diatas didapat dari data tanah dengan menggunakan SPT pada halaman....., maka :

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

$$\bar{N} = \frac{31 \text{ m}}{0,922 \text{ m}}$$

$$\bar{N} = 33.598$$

dengan nilai $N = 33.598$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs, Tanah Sedang.

Tabel 2 - Kelas situs

Kelas Situs	\bar{V}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{V}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{V}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{V}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{V}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{V}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Gambar 5. 15. Kelas Situs Tanah

Penentuan faktor amplikasi periode pendek untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Untuk menentukan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**, sesuai daerah lokasi jembatan. Diketahui nilai PGA sebesar 0.25 – 0.3 g dari peta, diambil rata – rata nilai dari PGA sehingga nilainya 0.275 g, Jika nilai PGA sudah ditentukan, maka dapat ditentukan faktor amplifikasi periode pendek nva berdasarka tabel dibawah ini

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_a \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_a = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_a = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_a = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_a \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Gambar 5. 16. Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Sehingga didapat nilai F_{PGA} sebesar 1,3

Penentuan parameter respons spektral percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Untuk menentukan parameter respon spektral didapatkan dari Peta Zona Gempa Indonesia 2010, sesuai daerah lokasi jembatan. Diketahui nilai S_s sebesar 0.5 – 0.6 g dari peta, diambil rata – rata nilai dari S_s sehingga nilainya 0.55 g, Jika nilai S_s sudah ditentukan, maka dapat ditentukan parameter respon spektralnya berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Gambar 5. 17.Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Sehingga didapat nilai F_A sebesar 1,3

Penentuan parameter respons spektral untuk percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Nilai F_v didapat dari tabel dengan menentukan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik), dengan melihat Peta Zona Gempa Indonesia 2010 didapat nilai S_1 sebesar 0.15 – 0.2 g, diambil rata – rata nilai dari S_1 sehingga nilainya 0.175 g. Jika nilai S_1 sudah ditentukan, maka dapat ditentukan nilai factor aplifikasi untuk periode 1 detik berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

S_T adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

Gambar 5. 18. Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik

Sehingga didapat nilai F_v sebesar 2,2

Respon spektrum rencana Dengan didapatkan nilai dari PGA , S_s , dan S_1 serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Maka dapat dihitung :

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1.3 \times 0.275 \\ &= 0.3575 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1.3 \times 0.55 \\ &= 0.715 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2.2 \times 0.175 \\ &= 0.385 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat digunakan untuk menghitung Periode (T)

$$\begin{aligned} T &= 2 \text{ (periode pendek)} \\ T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.385}{0.715} = 0.538 \\ T_0 &= 0.2 \times T_s \\ &= 0.2 \times 0.538 \\ &= 0.107 \end{aligned}$$

Sehingga didapat $T = 0,2 < T_0 = 0,25$, maka berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat pertama sehingga nilai CSM dapat dicari menggunakan rumus :

$$C_{SM} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S$$

$$C_{SM} = (0.715 - 0.357) \frac{2}{0.107} + 0.357$$

$$= 1.021428571$$

didapat nilai CSM sebesar 1.0214

Rumus untuk perhitungan beban gempa, berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.1 :**

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

dimana, W_t adalah berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai.

Tabel 6 - Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

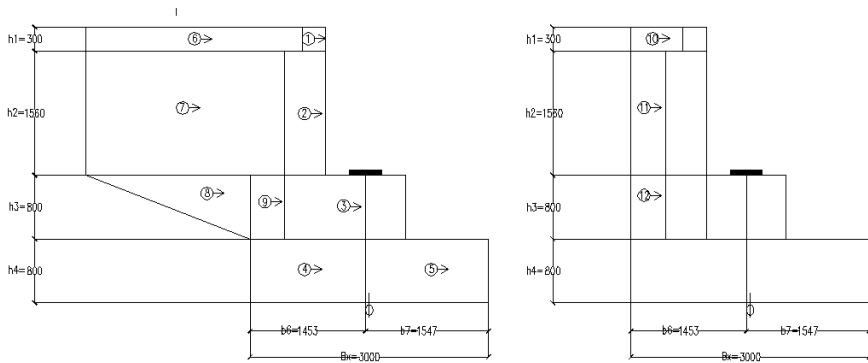
Gambar 5. 19. Faktor modifikasi respon (R)

9.1. Beban gempa arah memanjang jembatan

Beban gempa yang dihitung berdasarkan arah memanjang dari jembatan (arah x)

Perhitungan beban gempa arah memanjang :

$$\begin{aligned}\text{Gaya gempa, } T_{EQ} &= \frac{C_{SM}}{R} \times W_t \\ T_{EQ} &= \frac{1.0214}{3.5} \times W_t \\ T_{EQ} &= 0.291 \times W_t\end{aligned}$$



Gambar 5. 20. Pembagian Segmen Abutment

Tabel 5. 8. Distribusi Beban Gempa pada Abutment

No	Berat Wt (kN)	T _{EQ} (kN)	Uraian lengan terhadap titik O	Besar y (m)	M _{EQ} (kNm)
STRUKTUR ATAS					
P _{MS}	3231.615	943.104	y = H	3.460	3263.139
P _{MA}	311.344	90.862	y = H	3.460	314.381
ABUTMENT					
1	29.250	8.536	y1 = h4+h3+h2+1/2*h1	3.310	28.255
2	263.640	76.940	y2 = h4+h3+1/2*h2	2.380	183.117
3	395.200	115.334	y3 = h4+1/2*h3	1.200	138.401
4	377.780	110.250	y5 = 1/2*h4	0.800	88.200
5	402.220	117.383	y6 = 1/2*h4	0.800	93.906
WING WALL					
6	12.240	3.572	y7 = y1	3.310	11.824
7	58.500	17.072	y8 = y2	2.380	40.632
8	12.402	3.619	y9 = h4+2/3*h3	1.333	4.826
9	5.196	1.516	y10 = y3	1.200	1.820

TANAH					
10	41.782	12.193	y11 = y1	3.310	40.360
11	144.066	42.044	y12 = y2	2.380	100.064
12	73.880	21.561	y13 = y3	1.200	25.873
$T_{EQ} =$		1563.986	$M_{EQ} =$		4334.798

Letak titik tangkap gaya horisontal gempa, $y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = \frac{4334.798}{1563.986} = 2.7716339 \text{ m}$

9.2. Beban gempa arah melintang jembatan

Beban gempa yang dihitung berdasarkan arah melintang dari jembatan (arah y)

Perhitungan beban gempa arah memanjang :

$$\text{Tinggi breast wall} \quad L_b = h_3 = 0.8 \text{ m}$$

$$\text{Lebar penampang breast wall, } b = B_y = 13 \text{ m}$$

$$h = b_3 = 1.52 \text{ m}$$

Inersia penampang breast wall,

$$I_c = \frac{1}{12} \times h \times b^3 = \frac{1}{12} \times 1.52 \text{ m} \times (13 \text{ m})^3 = 278.2866667 \text{ m}^4$$

$$\text{Mutu beton} \quad f_c' = 30 \text{ Mpa}$$

Modulus elastis beton,

$$E_c = 4700 \times \sqrt{f_c'} = 4700 \times \sqrt{30} = 25742.960 \text{ Mpa}$$

$$E_c = 25742960.2 \text{ kPa}$$

Nilai kekakuan,

$$K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_b^3$$

$$= 3 \times 25742960.2 \text{ kPa} \times \frac{278.2866 \text{ m}^4}{(0.8 \text{ m})^3} = 419761088 \text{ kN/m}$$

Percepatan grafitasi, $g = 9.8 \text{ m/det}^2$

Berat sendiri (struktur atas + struktur bawah), $P_{MS} = 3231.615 \text{ kN}$

Beban mati tambahan, $P_{MA} = 311.344 \text{ kN}$

Berat mati total,

$$\begin{aligned} W_t &= P_{MS} + P_{MA} = 3231.615 \text{ kN} + 311.344 \text{ kN} \\ &= 3542.958 \text{ kN} \end{aligned}$$

Beban gempa arah melintang jembatan,

$$T_{EQ} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

$$T_{EQ} = \frac{1.0214}{3.5} \times W_t$$

$$T_{EQ} = 0.291 \times 3542.958 \text{ kN}$$

$$T_{EQ} = 1033.965421 \text{ kN}$$

Momen pada pondasi akibat beban gempa,

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times Y_{EQ} = 1033.965421 \text{ kN} \times 2.7716339 \text{ m} \\ &= 2865.773622 \text{ kNm} \end{aligned}$$

10. Tekanan tanah dinamis akibat gempa

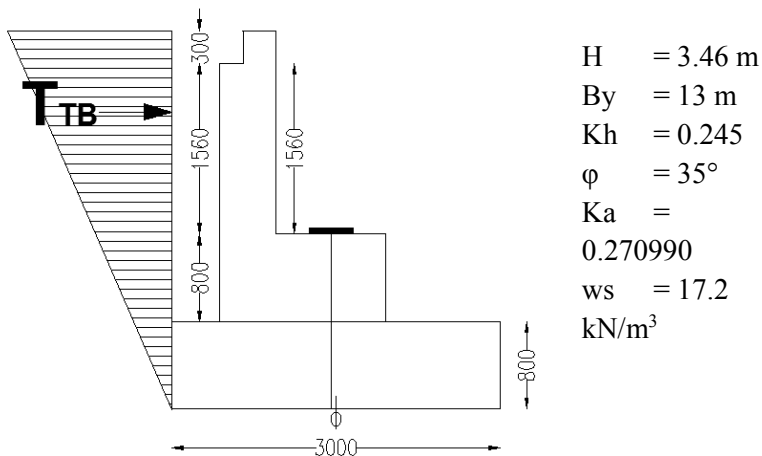
Gaya gempa arah lateral akibat tekanan tanah dinamis dihitung dengan menggunakan koefisien tekanan tanah dinamis (ΔK_{aG}) sebagai berikut :

$$\theta = \tan^{-1} (K_h)$$

$$K_{aG} = \cos^2 (\varphi' - \theta) / [\cos^2 \theta \{ 1 + \sqrt{(\sin \varphi' \times \sin(\varphi' - \theta)) / \cos \theta} \}]$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a$$

$$\text{Tekanan tanah dinamis : } p = H_w \times w_s \times \Delta K_{aG}$$



Gambar 5. 21. Tekanan Tanah Dinamis Akibat Gempa

$$\theta = \tan^{-1} (K_h) = \tan^{-1} (0.245) = 0.240267273$$

$$\cos^2 (\varphi - \theta) = \cos^2 (35^\circ - 0.240267273) = 0.959663995$$

$$\cos^2 \theta \{ 1 + \sqrt{(\sin \varphi \times \sin (\varphi - \theta)) / \cos \theta} \} = 1.22820003$$

$$\begin{aligned} K_{aG} &= \cos^2 (\varphi - \theta) / [\cos^2 \theta \{ 1 + \sqrt{(\sin \varphi \times \sin (\varphi - \theta)) / \cos \theta} \}] \\ &= 0.78398840 \end{aligned}$$

$$\Delta K_{aG} = K_{aG} - K_a = 0.51299835$$

Gaya gempa lateral,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 1/2 \times H^2 \times w_s \times \Delta K_{aG} \times B_y \\ &= 1/2 \times (3.46 \text{ m})^2 \times 17.2 \text{ kN/m}^3 \times 0.51299835 \times 13 \text{ m} \\ &= 686.60976 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$y_{EQ} = 2/3 \times H = 2/3 \times 3.46 \text{ m} = 2.30667 \text{ m}$$

Momen akibat gempa,

$$\begin{aligned} M_{EQ} &= T_{EQ} \times y_{EQ} = 686.60976 \text{ kN} \times 2.30667 \text{ m} \\ &= 1583.77983 \text{ kNm} \end{aligned}$$

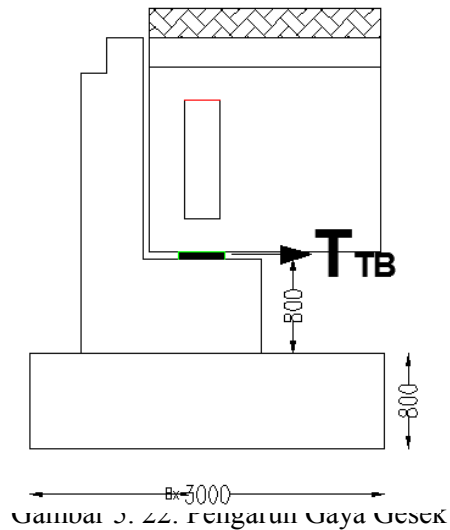
11. Gesekan pada perletakan

Gesekan pada perletakan termasuk pengaruh kekakuan geser dari perletakan elastomer. Gaya akibat gesekan pada perletakan dihitung dengan menggunakan hanya beban tetap, dan rata – rata dari koefisien gesekan (atau kekakuan geser apabila menggunakan perletakan elastomer)

Koefisien gesek pada tumpuan yang berupa elastomer,

$$\mu = 0.18$$

Gaya gesek yang timbul hanya ditinjau terhadap beban berat sendiri dan beban mati tambahan.



Gambar 3.22. Pengaruh Gaya Gesek

Reaksi abutment akibat :

Berat sendiri struktur atas,

$$P_{MS} = 3231.615 \text{ kN}$$

Beban mati tambahan,

$$P_{MA} = 311.34375 \text{ kN}$$

Reaksi abutment akibat beban tetap

$$P_T = P_{MS} + P_{MA} = 3542.958 \text{ kN}$$

Gaya gesek pada perletakan,

$$T_{FB} = \mu \times P_T = 0,18 \times 3542.958 \text{ kN} = 637.7325183 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{FB} = h_3 + h_4 = 1.6 \text{ m}$$

Momen pd pondasi akibat gempa,

$$M_{FB} = T_{FB} \times y_{FB} = 637.7325183 \text{ kN} \times 1.6 \text{ m} = 1020.372029 \text{ kNm}$$

5.1.4. Kombinasi Beban Kerja Pada Abutment

Tabel 5. 9. Rekap Beban Kerja Pada Abutment

REKAP BEBAN KERJA			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
A	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA		488.492		635.934	
B	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	589.953			-27.728	
5	Beban pedestrian	TP	119.853			-5.633	
6	Gaya rem	TB		75.000		259.500	
C	Aksi Lingkungan						
7	Temperatur	ET		29.531		47.250	
8	Beban angin	EW	22.680		36.175	-1.066	118.837
9	Beban gempa	EQ		1563.986	1033.965	4334.798	2865.774
10	Tek. tanah dinamis	EQ		686.610		1583.780	
D	Aksi Lainnya						
11	Gesekan	FB		637.733		1020.372	

Tabel 5. 10. Kombinasi 1

KOMBINASI - 1			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA		488.492		635.934	
4	Beban lajur "D"	TD	589.953			-27.728	
5	Beban pedestrian	TP	119.853			-5.633	
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			6068.921	488.492	0	-444.107	0

Tabel 5. 11. Kombinasi 2

KOMBINASI - 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA		488.492		635.934	
4	Beban lajur "D"	TD	589.953			-27.728	
5	Beban pedestrian	TP	119.853			-5.633	
6	Gaya rem	TB		75.000		259.500	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	22.680		36.1757813	-1.066	118.837
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB					
			6091.601	563.492	36.176	-185.673	118.837

Tabel 5. 12. Kombinasi 3

KOMBINASI - 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA		488.492		635.934	
4	Beban lajur "D"	TD	589.953			-27.728	
5	Beban pedestrian	TP	119.853			-5.633	
6	Gaya rem	TB		75.000		259.500	
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW	22.680		36.1757813	-1.066	118.837
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		637.733		1020.372	
			6091.601	1201.224	36.176	834.699	118.837

Tabel 5. 13. Kombinasi 4

KOMBINASI - 4			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA		488.492		635.934	
4	Beban lajur "D"	TD	589.953			-27.728	
5	Beban pedestrian	TP	119.853			-5.633	
6	Gaya rem	TB		75.000		259.500	
7	Temperatur	ET		37.5		47.250	
8	Beban angin	EW	22.680		36.1757813	-1.066	118.837
9	Beban gempa	EQ					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ					
11	Gesekan	FB		637.733		1020.372	
			6091.601	1238.724	36.176	881.949	118.837

Tabel 5. 14. Kombinasi 5

KOMBINASI - 5			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	5047.771			-1032.047	
2	Beb. mati tambahan	MA	311.344			-14.633	
3	Tekanan tanah	TA					
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
7	Temperatur	ET					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		1563.986	1033.965	4334.798	2865.774
10	Tek. Tanah dinamis	EQ		686.610		1583.780	
11	Gesekan	FB					
			5359.115	2250.596	1033.965	4871.898	2865.774

5.1.5. Perhitungan Pondasi Abutment

5.1.5.1. Perhitungan Tiang Pancang Abutment Kiri (BH-1)

Analisa perhitungan tiang pancang berdasarkan **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi – 1990, Judul Asli Soil Mechanics And Foundation Engineering.**

- Data Tiang Pancang

Diameter Tiang Pancang, D_p	= 0.6	m
Tebal Tiang Pancang, b_p	= 0.12	m
Keliling Tiang, $U_p = \pi \times D_p$	= 1.885	m
Luas Total Tiang, $A = \frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2$	= 0.283	m ²
Berat Jenis Beton	= 2400	kg/m ³
Berat Tiang, $A \times \text{Berat jenis beton}$	= 434.293	kg/m'
Momen Inersia, $I = (p \times D^4)/64$	= 0.005537246	m ⁴

Modulus Elastisitas, $E = Wc 1,5 \times 0,043 \times \sqrt{600 \text{ kg/cm}^2}$

$E = 123840$

Kuat tekan beton, f_c' = 600 kg/cm²

Allowable Axial = 252.7 Ton

Bending Momen Crack = 17 Tm

Bending Momen Ultimate = 25.5 Tm

Kelas = A1

Untuk menghitung kekuatan tiang pancang dibutuhkan data tanah dengan menggunakan SPT. Dari data SPT yang didapat maka dapat ditentukan kedalaman untuk tiang pancang. Data yang digunakan dari tabel SPT yang sudah diolah diambil data dengan kedalaman yang ditentukan ($N > 50$) maka diambil data pada kedalaman 7 meter dengan pengambilan data setiap 2 meter, diperoleh data sebagai berikut :

Data Kedalaman 7 meter

Jenis Tanah = Sand (Pasir) $N_{rata2} = 52$

f_i	= 10	t/m ²	
$f_i \times l_i$	= 25	t/m	
$S(f_i \times l_i)$	= 48.6	t/m	
P. friction, R_f	= 91.608	ton	
P. bearing, R_t	= 205.83	ton	
P. Total, R_u	= 297.44	ton	Pall Comp
SF	= 2	= 1487.230	ton
SF	= 3	= 991.487	ton
SF	= 5	= 594.892	ton
Jenis Tanah, t/N	= 0.134615385	ton	

- Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang
 - a. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)

$$S(f_i \times l_i) = 48.60 \text{ t/m maka,}$$

$$R_f = U_p \times (S(f_i \times l_i))$$

$$= 1.885 \text{ m} \times 48.60 \text{ t/m}$$

$$= 91.608 \text{ Ton}$$
 - b. Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang (R_t)

$$I = 1,2 \text{ m}$$

(Panjang penetrasi tiang sampai lapisan pendukung)

$$D = 0,6 \text{ m (Diameter ujung tiang)}$$

$$I/D = 2$$

$$N_1 = 52 \text{ (Nilai N-SPT Ujung Tiang)}$$

$$N_2 = 57 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata } 4D \text{ dr ujung tiang)}$$

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$N = \frac{52 + 57}{2}$$

$$N = 54.5$$

$$Q_d/N = 14$$

$$q_d = \frac{Q_d}{N} \times N$$

$$= 14 \times 54.5$$

$$= 763 \text{ t/m}^2$$

$$R_t = q_d \times A$$

$$= 763 \text{ t/m}^2 \times 0.283 \text{ m}^2$$

$$= 215.73 \text{ Ton}$$

c. Daya Dukung Ultimate Tiang (R_u)

$$R_u = R_f + R_t$$

$$= 91.61 \text{ Ton} + 215.73 \text{ Ton}$$

$$= 307.34 \text{ Ton}$$

Kontrol ,

$$R_t < 2 \times \text{Allowable axial}$$

$$307.34 \text{ Ton} < 505.4 \text{ Ton}$$

d. Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$N = \frac{R_u}{SF} - W_p$$

$$N = \frac{307.34}{3} - 3.04$$

$$N = 100 \text{ Ton/tiang}$$

Keterangan:

$$SF = 3$$

$$Wp = 3.04 \text{ Ton/tiang (berat per titik tiang)}$$

$$L(\text{netto}) = 7.00 \text{ m (panjang total tiang)}$$

$$Wt = 0.43429 \text{ Ton/m (berat tiang/m)}$$

Daya dukung tiang beban sementara ($R_{a(s)}$) :

$$R_{a(S)} = R_a \times 150\%$$

$$R_{a(S)} = 100 \times 150\%$$

$$= 150 \text{ Ton/tiang}$$

- Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang

- a. Ketentuan

$$\text{Tiang menonjol diatas tanah dasar (h)} = 7 \text{ m}$$

Nilai N-SPT -2,0m dibawah muka tanah dasar diambil

$$\text{nilai N-SPT minimal} = 7$$

$$\text{Diameter tiang, diperhitungkan} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu Baja, } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus Elastisitas Beton (E)} = 257429.602$$

$$\text{Momen Inersia Tiang (I)} = p/64 D^4 = 553724.555 \text{ cm}^4$$

- b. Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times Y^{-0,5}$$

- c. Koefisien Elastisitas Tanah

$$E_o = 28 \times N = 196$$

$$N = 7$$

d. Deformasi Tiang didasar PileCap (y)

$$y = 2.5 \text{ cm, (Deformasi horizontal ijin)}$$

$$k = 1.150012669 \text{ kg/cm}^3$$

$$b = (kD/(4EI))^{0.25} = 0.003316732 \text{ cm}^{-1}$$

e. Virtual Fixity Point (lm)

$$L_m = 1/b \tan^{-1} 1/b.h = 473.596 \text{ cm} = 4.73 \text{ m}$$

f. Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (H_a), untuk Pergeseran sebesar "Y"

$$H_a = (k.D.y)/b = 52.009 \text{ Ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$\text{Jadi gaya horizontal ijin tiang } (H_a) = 17.34 \text{ Ton/tiang}$$

g. Daya Dukung Momen Lentur pada Kepala Tiang (M_a)

$$M_a = H_a/2b = 26.15 \text{ Ton-m/tiang}$$

- Kapasitas Cabut Tiang Pancang Kelompok

$$R_f = U_p \times S (f_i \times t) = 48.60 \text{ Ton} \times 1.885 \text{ m} = 91.61 \text{ t/m}$$

$$U_p = 1.885 \text{ m}$$

$$SF = 3$$

$$W_p = 3.040 \text{ ton/tiang}$$

$$R_c = R_f/SF + WP = 34 \text{ Ton/tiang}$$

$$\text{Jadi Kapasitas cabut tiang } (R_c) = 34 \text{ Ton/tiang}$$

Kapasitas Cabut Tiang untuk beban sementara ($R_a(s)$) :

$$R_a(S) = R_c \times 150\%$$

$$R_a(S) = 51 \text{ Ton/tiang}$$

- Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok
 Pondasi tiang pancang direncanakan $D = 60 \text{ cm}$
 Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti perhitungan dibawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang : $2.5 D \leq S \leq 3 D$
 dimana,

S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Sehingga didapat,

$$2.5 (60 \text{ cm}) \leq S \leq 3 (60\text{cm})$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Untuk jarak pancang ke tepi : $1.5 D \leq S_1 \leq 2.5 D$

$$1.5 (60\text{m}) \leq S_1 \leq 2 (60\text{cm})$$

$$90 \text{ cm} \leq S_1 \leq 150 \text{ cm}$$

Maka dipakai , $S = 175 \text{ cm}$

$S_1 = 125 \text{ cm}$

- Efisiensi Tiang Pancang
 (Converse Labarre)

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana,

S = Jarak Tiang Pancang =

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 7

n = Jumlah baris tiang pancang = 2

Maka,

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \left(\frac{\arctan(0.34)}{90^\circ} \right) (1.357) \\ &= 0.7146\end{aligned}$$

Maka, DD tiang pancang kelompok adalah:

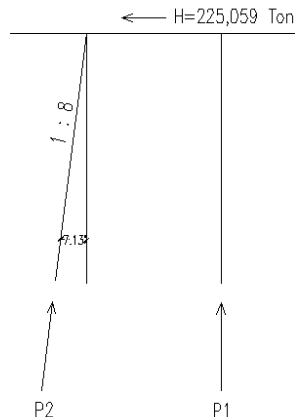
$$\begin{aligned}Q_{L(\text{group})} &= Q_{L(1\text{Tiang})} \times n \times \eta \\ &= 96,0 \times 14 \times 0.7146 \\ &= 1000.479729 \text{ Ton} \\ &= 10004.79729 \text{ kN}\end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok
Raksi kombinasi (V_u) = 6091.60 kN

kontrol, $Q_{L(\text{GROUP})} > P$

10004.79729 kN > 6091.60 kN (OK)

- Kontrol tiang pancang miring (Batter Pile)



Gambar 5. 23. Distribusi gaya pada tiang pancang (BH-1)

Gaya horizontal yang terjadi pada abutmen = 225.0596 Ton
 Daya dukung vertikal yang diizinkan sebesar = 150 Ton

Tiang pancang direncanakan sebanyak 14 buah dengan perincian P1 sebanyak 7 titik pancang, dan P2 sebanyak 7 titik pancang. Jadi untuk menahan gaya horizontal yang terjadi sebesar $H = 255.059$ Ton. Digunakan tiang pancang miring dengan perbandingan kemiringan 1:8 dengan perhitungan :

$P_1H = 17.34 \text{ Ton} \times 7 \text{ titik} = 121.38 \text{ Ton}$
 $P_2H = 150 \text{ Ton} \times \tan 7.13^\circ \times 7 \text{ titik} = 131.342 \text{ Ton}$

Total PH = $121.38 \text{ Ton} + 131.342 \text{ Ton} = 252.722 \text{ Ton}$

Kontrol

Total PH $\geq T_x$ Maks abutment
 $252.722 \text{ Ton} > 225.0596 \text{ Ton} \quad (\text{OK})$

- Rekapitulasi Kombinasi Tegangan kerja

Tabel 5. 15. Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja Abutment

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	KOMBINASI-1	6068.921	488.492	0.000	-444.107	0.000
2	KOMBINASI-2	6091.601	563.492	36.176	-185.673	118.837
3	KOMBINASI-3	6091.601	1201.224	36.176	834.699	118.837
4	KOMBINASI-4	6091.601	1238.724	36.176	881.949	118.837
5	KOMBINASI-5	5359.115	2250.596	1033.965	4871.898	2865.774

- Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum Y^2}$$

dimana,

V	= Beban vertikal dari kolom
n	= Banyak tiang dalam 1 group
M _x	= Momen terhadap sumbu X
M _y	= Momen terhadap sumbu Y
X _{max}	= Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
Y _{max}	= Koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang
ΣX	= Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group
ΣY	= Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Jumlah tiang pancang yang dipakai = 14

Tabel 5. 16. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 1				
					Pv	My	Mx		
					6068.92	0	-444.1070402		
					Pv/n	$M_y.X/(\Sigma x^2)$	$M_x.Y/(\Sigma y^2)$	Pmax	Pmin
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	-13.595	419.899	447.089
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	-13.595	419.899	447.089
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	-9.063	424.431	442.558
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	-9.063	424.431	442.558
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	-4.532	428.963	438.026
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	-4.532	428.963	438.026
7	-0.75	0	0.5625	0	433.494	0.000	0.000	433.494	433.494
8	0.75	0	0.5625	0	433.494	0.000	0.000	433.494	433.494
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	4.532	438.026	428.963
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	4.532	438.026	428.963
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	9.063	442.558	424.431
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	9.063	442.558	424.431
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	13.595	447.089	419.899
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	13.595	447.089	419.899
					MAX			447.089	447.089
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			419.899	419.8992

Tabel 5. 17.Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 2				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.84	-185.67300		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-5.684	418.113	452.116
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-5.684	440.748	429.480
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-3.789	420.007	450.221
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-3.789	442.643	427.586
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-1.895	421.902	448.327
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-1.895	444.538	425.691
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	1.895	425.691	444.538
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	1.895	448.327	421.902
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	3.789	427.586	442.643
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	3.789	450.221	420.007
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	5.684	429.480	440.748
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	5.684	452.116	418.113
					MAX			452.116	452.116
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			418.1126	418.1126

Tabel 5. 18.Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 3				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.83744	834.69902		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	25.552	449.348	420.880
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	25.552	471.984	398.244
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	17.035	440.831	429.398
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	17.035	463.467	406.762
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	8.517	432.314	437.915
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	8.517	454.950	415.279
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-8.517	415.279	454.950
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-8.517	437.915	432.314
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-17.035	406.762	463.467
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-17.035	429.398	440.831
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-25.552	398.244	471.984
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-25.552	420.880	449.348
					MAX			471.984	471.984
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			398.2445	398.2445

Tabel 5. 19.Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 4				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.84	881.95		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	26.998	450.795	419.434
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	26.998	473.431	396.798
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	17.999	441.795	428.433
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	17.999	464.431	405.798
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	8.999	432.796	437.433
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	8.999	455.432	414.797
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-8.999	414.797	455.432
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-8.999	437.433	432.796
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-17.999	405.798	464.431
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-17.999	428.433	441.795
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-26.998	396.798	473.431
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-26.998	419.434	450.795
					MAX			473.431	473.431
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			396.7980	396.7980

Tabel 5. 20.Kombinasi 5 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 1 (BH-1)

No	x (m)	y (m)	$x^2 (m^2)$	$y^2 (m^2)$	Kombinasi 5				
					Pv	My	Mx		
					5359.11	2865.77	4871.90		
					Pv/n	$My.X/(\Sigma x^2)$	$Mx.Y/(\Sigma y^2)$	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	382.794	-272.931	149.140	259.003	506.585
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	382.794	272.931	149.140	804.864	-39.277
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	382.794	-272.931	99.426	209.290	556.298
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	382.794	272.931	99.426	755.151	10.437
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	382.794	-272.931	49.713	159.576	606.011
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	382.794	272.931	49.713	705.438	60.150
7	-0.75	0	0.5625	0	382.794	-272.931	0.000	109.863	655.725
8	0.75	0	0.5625	0	382.794	272.931	0.000	655.725	109.863
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	382.794	-272.931	-49.713	60.150	705.438
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	382.794	272.931	-49.713	606.011	159.576
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	382.794	-272.931	-99.426	10.437	755.151
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	382.794	272.931	-99.426	556.298	209.290
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	382.794	-272.931	-149.140	-39.277	804.864
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	382.794	272.931	-149.140	506.585	259.003
					MAX			804.864	804.864
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			-39.276	-39.276

- Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang

Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

Beban Tetap

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \\ 473.431 \text{ kN} & < 1000 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Beban Sementara

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 Tiang}} \\ 804.864 \text{ kN} & < 1500 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

5.1.5.2. Perhitungan Tiang Pancang Abutment Kanan (BH-2)

Analisa perhitungan tiang pancang berdasarkan **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi – 1990, Judul Asli Soil Mechanics And Foundation Engineering.**

- Data Tiang Pancang

Diameter Tiang Pancang, D_p	= 0.6	m
Tebal Tiang Pancang, b_p	= 0.12	m
Keliling Tiang, $U_p = \pi \times D_p$	= 1.885	m
Luas Total Tiang, $A = \frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2$	= 0.283	m ²
Berat Jenis Beton	= 2400	kg/m ³
Berat Tiang, $A \times \text{Berat jenis beton}$	= 434.293	kg/m'
Momen Inersia, $I = (p \times D^4)/64$	= 0.005537246	m ⁴

- Modulus Elastisitas, $E = Wc1,5 \times 0,043 \times \sqrt{600 \text{ kg/cm}^2}$
- E = 123840
- Kuat tekan beton, f_c' = 600 kg/cm²
- Allowable Axial = 252.7 Ton
- Bending Momen Crack = 17 Tm
- Bending Momen Ultimate = 25.5 Tm
- Kelas = A1

Untuk menghitung kekuatan tiang pancang dibutuhkan kan data tanah dengan menggunakan SPT. Dari data SPT yang didapat maka dapat ditentukan kedalaman untuk tiang pancang. Data yang digunakan dari tabel SPT yang sudah diolah diambil data dengan kedalaman yang ditentukan ($N > 50$) maka diambil data pada kedalaman 11 meter dengan pengambilan data setiap 2 meter, diperoleh data sebagai berikut :

Data Kedalaman 11 meter

Jenis Tanah = Sand (Pasir) $N_{rata2} = 39$

f_i	= 7.8	t/m ²
$f_i \times l_i$	= 15.6	t/m
$S(f_i \times l_i)$	= 38.2	t/m
P. friction, R_f	= 72.005	ton
P.bearing, R_t	= 154.37	ton
P. Total, R_u	= 226.383	ton Pall Comp
SF	= 2	= 1131.916 ton
SF	= 3	= 754.611 ton
SF	= 5	= 452.766 ton
Jenis Tanah, t/N	= 0.282051282	ton

- Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

- e. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)

$$\begin{aligned}
 S(f_i \times l_i) &= 38.20 \text{ t/m maka,} \\
 R_f &= U_p \times (S(f_i \times l_i)) \\
 &= 1.885 \text{ m} \times 38.20 \text{ t/m} \\
 &= 72.005 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

- f. Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang (R_t)

$$\begin{aligned}
 I &= 1,2 \text{ m} \\
 &\text{(Panjang penetrasi tiang sampai lapisan pendukung)} \\
 D &= 0,6 \text{ m (Diameter ujung tiang)} \\
 I/D &= 2 \\
 N_1 &= 39 \text{ (Nilai N-SPT Ujung Tiang)} \\
 N_2 &= 52 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata } 4D \text{ dr ujung tiang)}
 \end{aligned}$$

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$N = \frac{39 + 52}{2}$$

$$N = 45.5$$

$$Qd/N = 14$$

$$qd = \frac{Qd}{N} \times N$$

$$= 14 \times 45.5$$

$$= 637 \text{ t/m}^2$$

$$Rt = qd \times A$$

$$= 637 \text{ t/m}^2 \times 0.283 \text{ m}^2$$

$$= 180.11 \text{ Ton}$$

g. Daya Dukung Ultimate Tiang (Ru)

$$Ru = Rf + Rt$$

$$= 72.01 \text{ Ton} + 180.11 \text{ Ton}$$

$$= 252.11 \text{ Ton}$$

Kontrol ,

$$Rt < 2 \times \text{Allowable axial}$$

$$252.11 \text{ Ton} < 505.4 \text{ Ton}$$

h. Daya Dukung Ijin Tiang (Ra)

$$N = \frac{Ru}{SF} - Wp$$

$$N = \frac{252.11}{3} - 3.04$$

$$N = 80 \text{ Ton/tiang}$$

Keterangan:

$$SF = 3$$

$$Wp = 4.78 \text{ Ton/tiang (berat per titik tiang)}$$

$$L(\text{netto}) = 11.00 \text{ m (panjang total tiang)}$$

$$Wt = 0.43429 \text{ Ton/m (berat tiang/m)}$$

Daya dukung tiang beban sementara ($Ra_{(S)}$) :

$$Ra(S) = Ra \times 150\%$$

$$Ra(S) = 80 \times 150\%$$

$$= 120 \text{ Ton/tiang}$$

- Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang

h. Ketentuan

$$\text{Tiang menonjol diatas tanah dasar (h)} = 9 \text{ m}$$

Nilai N-SPT -2,0m dibawah muka tanah dasar diambil

$$\text{nilai N-SPT minimal} = 7$$

$$\text{Diameter tiang, diperhitungkan} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu Baja, } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus Elastisitas Beton (E)} = 257429.602$$

$$\text{Momen Inersia Tiang (I)} = p/64 D^4 = 553724.555 \text{ cm}^4$$

i. Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times Y^{-0,5}$$

j. Koefisien Elastisitas Tanah

$$E_o = 28 \times N = 196$$

$$N = 7$$

k. Deformasi Tiang didasar PileCap (y)

$$y = 2.5 \text{ cm, (Deformasi horizontal ijin)}$$

$$k = 1.150012669 \text{ kg/cm}^3$$

$$b = (kD/(4EI))^{0.25} = 0.003316732 \text{ cm}^{-1}$$

l. Virtual Fixity Point (lm)

$$Lm = 1/b \tan^{-1} 1/b.h = 473.596 \text{ cm} = 4.735 \text{ m}$$

m. Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (H_a), untuk Pergeseran sebesar "Y"

$$H_a = (k.D.y)/b = 52.009 \text{ Ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$\text{Jadi gaya horizontal ijin tiang } (H_a) = 17.34 \text{ Ton/tiang}$$

n. Daya Dukung Momen Lentur pada Kepala Tiang (M_a)

$$M_a = H_a/2b = 26.15 \text{ Ton-m/tiang}$$

- Kapasitas Cabut Tiang Pancang Kelompok

$$R_f = U_p \times S (f_i \times t) = 38.20 \text{ Ton} \times 1.885 \text{ m} = 72.01 \text{ t/m}$$

$$U_p = 1.885 \text{ m}$$

$$SF = 3$$

$$W_p = 4.777 \text{ ton/tiang}$$

$$R_c = R_f/SF + W_p = 29 \text{ Ton/tiang}$$

$$\text{Jadi Kapasitas cabut tiang } (R_c) = 29 \text{ Ton/tiang}$$

Kapasitas Cabut Tiang untuk beban sementara ($R_a(s)$) :

$$R_a(S) = R_c \times 150\%$$

$$R_a(S) = 43.50 \text{ Ton/tiang}$$

- Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan $D = 60 \text{ cm}$

Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti perhitungan dibawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang : $2.5 D \leq S \leq 3 D$

dimana,

S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Sehingga didapat,

$$2.5 (60 \text{ cm}) \leq S \leq 3 (60 \text{ cm})$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Untuk jarak pancang ke tepi : $1.5 D \leq S_1 \leq 2.5 D$

$$1.5 (60 \text{ m}) \leq S_1 \leq 2 (60 \text{ cm})$$

$$90 \text{ cm} \leq S_1 \leq 150 \text{ cm}$$

Maka dipakai , $S = 175 \text{ cm}$

$S_1 = 125 \text{ cm}$

- Efisiensi Tiang Pancang

(Converse Labarre)

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana,

S = Jarak Tiang Pancang =

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 7

n = Jumlah baris tiang pancang = 2

Maka,

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \left(\frac{\arctan(0.34)}{90^\circ} \right) (1.357) \\ &= 0.7146\end{aligned}$$

Maka, DD tiang pancang kelompok adalah:

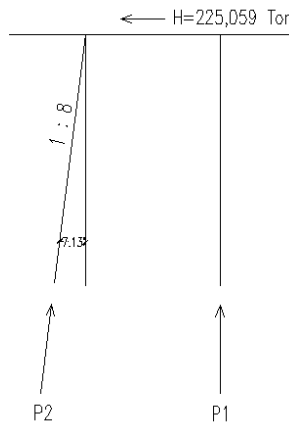
$$\begin{aligned}Q_{L(\text{group})} &= Q_{L(1\text{Tiang})} \times n \times \eta \\ &= 80 \times 14 \times 0.7146 \\ &= 800.3837832 \text{ Ton} \\ &= 8003.837832 \text{ kN}\end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok
Raksi kombinasi (V_u) = 6091.60 kN

kontrol, $Q_{L(\text{GROUP})} > P$

8003.837832 kN > 6091.60 kN (OK)

- Kontrol tiang pancang miring (Batter Pile)



Gambar 5. 24. Distribusi gaya pada tiang pancang (BH-2)

Gaya horizontal yang terjadi pada abutmen = 225.0596 Ton
 Daya dukung vertikal yang diizinkan sebesar = 150 Ton

Tiang pancang direncanakan sebanyak 14 buah dengan perincian P1 sebanyak 7 titik pancang, dan P2 sebanyak 7 titik pancang. Jadi untuk menahan gaya horizontal yang terjadi sebesar $H = 255.059$ Ton. Digunakan tiang pancang miring dengan perbandingan kemiringan 1:8 dengan perhitungan :

$$\begin{aligned} P_1H &= 17.34 \text{ Ton} \times 7 \text{ titik} &= 121.38 \text{ Ton} \\ P_2H &= 120 \text{ Ton} \times \tan 7.13^\circ \times 7 \text{ titik} &= 105.074 \text{ Ton} \end{aligned}$$

$$\text{Total PH} = 121.38 \text{ Ton} + 105.074 \text{ Ton} = 226.454 \text{ Ton}$$

Kontrol

$$\begin{aligned} \text{Total PH} &\geq \text{Tx Maks abutment} \\ 226.454 \text{ Ton} &> 225.0596 \text{ Ton} \quad (\text{OK}) \end{aligned}$$

- Rekapitulasi Kombinasi Tegangan kerja

Tabel 5. 21. Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	KOMBINASI-1	6068.921	488.492	0.000	-444.107	0.000
2	KOMBINASI-2	6091.601	563.492	36.176	-185.673	118.837
3	KOMBINASI-3	6091.601	1201.224	36.176	834.699	118.837
4	KOMBINASI-4	6091.601	1238.724	36.176	881.949	118.837
5	KOMBINASI-5	5359.115	2250.596	1033.965	4871.898	2865.774

- Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum Y^2}$$

dimana,

V = Beban vertikal dari kolom

n = Banyak tiang dalam 1 group

Mx = Momen terhadap sumbu X

My = Momen terhadap sumbu Y

Xmax = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Ymax = Koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum X$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum Y$ = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Jumlah tiang pancang yang dipakai = 14

Tabel 5. 22. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 1				
					Pv	My	Mx		
					6068.92	0	-444.10704		
					Pv/n	$My.X/(\Sigma x^2)$	$Mx.Y/(\Sigma y^2)$	Pmax	Pmin
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	-13.595	419.899	447.089
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	-13.595	419.899	447.089
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	-9.063	424.431	442.558
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	-9.063	424.431	442.558
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	-4.532	428.963	438.026
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	-4.532	428.963	438.026
7	-0.75	0	0.5625	0	433.494	0.000	0.000	433.494	433.494
8	0.75	0	0.5625	0	433.494	0.000	0.000	433.494	433.494
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	4.532	438.026	428.963
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	433.494	0.000	4.532	438.026	428.963
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	9.063	442.558	424.431
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	433.494	0.000	9.063	442.558	424.431
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	13.595	447.089	419.899
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	433.494	0.000	13.595	447.089	419.899
					MAX			447.089	447.089
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			419.899	419.8992

Tabel 5. 23.Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 2				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.84	-185.67300		
					Pv/n	$My.X/(\sum x^2)$	$Mx.Y/(\sum y^2)$	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-5.684	418.113	452.116
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-5.684	440.748	429.480
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-3.789	420.007	450.221
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-3.789	442.643	427.586
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-1.895	421.902	448.327
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-1.895	444.538	425.691
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	1.895	425.691	444.538
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	1.895	448.327	421.902
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	3.789	427.586	442.643
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	3.789	450.221	420.007
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	5.684	429.480	440.748
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	5.684	452.116	418.113
					MAX			452.116	452.116
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			418.1126	418.1126

Tabel 5. 24.Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 3				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.83744	834.69902		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	25.552	449.348	420.880
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	25.552	471.984	398.244
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	17.035	440.831	429.398
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	17.035	463.467	406.762
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	8.517	432.314	437.915
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	8.517	454.950	415.279
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-8.517	415.279	454.950
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-8.517	437.915	432.314
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-17.035	406.762	463.467
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-17.035	429.398	440.831
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-25.552	398.244	471.984
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-25.552	420.880	449.348
					MAX			471.984	471.984
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			398.2445	398.2445

Tabel 5. 25. Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 4				
					Pv	My	Mx		
					6091.60	118.84	881.95		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	26.998	450.795	419.434
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	26.998	473.431	396.798
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	17.999	441.795	428.433
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	17.999	464.431	405.798
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	8.999	432.796	437.433
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	8.999	455.432	414.797
7	-0.75	0	0.5625	0	435.114	-11.318	0.000	423.796	446.432
8	0.75	0	0.5625	0	435.114	11.318	0.000	446.432	423.796
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	-11.318	-8.999	414.797	455.432
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	435.114	11.318	-8.999	437.433	432.796
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	-11.318	-17.999	405.798	464.431
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	435.114	11.318	-17.999	428.433	441.795
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	-11.318	-26.998	396.798	473.431
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	435.114	11.318	-26.998	419.434	450.795
					MAX			473.431	473.431
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			396.7980	396.7980

Tabel 5. 26.Kombinasi 5 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Abutment 2 (BH-2)

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 5				
					Pv	My	Mx		
					5359.11	2865.77	4871.90		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	382.794	-272.931	149.140	259.003	506.585
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	382.794	272.931	149.140	804.864	-39.277
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	382.794	-272.931	99.426	209.290	556.298
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	382.794	272.931	99.426	755.151	10.437
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	382.794	-272.931	49.713	159.576	606.011
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	382.794	272.931	49.713	705.438	60.150
7	-0.75	0	0.5625	0	382.794	-272.931	0.000	109.863	655.725
8	0.75	0	0.5625	0	382.794	272.931	0.000	655.725	109.863
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	382.794	-272.931	-49.713	60.150	705.438
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	382.794	272.931	-49.713	606.011	159.576
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	382.794	-272.931	-99.426	10.437	755.151
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	382.794	272.931	-99.426	556.298	209.290
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	382.794	-272.931	-149.140	-39.277	804.864
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	382.794	272.931	-149.140	506.585	259.003
					MAX			804.864	804.864
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	MIN			-39.276	-39.276

- Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang

Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

Beban Tetap

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \\ 473.431 \text{ kN} & < 800 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Beban Sementara

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 Tiang}} \\ 804.864 \text{ kN} & < 1200 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

5.1.5.3. Perhitungan Poer Abutment (Pile Cap)

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Beban yang boleh dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut ini kombinasi ultimate dari pile cap abutment :

Tabel 5. 27. Kombinasi 1 Beban ultimate Pile Cap Abutment

KOMBINASI - 1				Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.3	6562.10	0.00	0.00	-1341.66	0.00
2	Beb. mati tambahan	MA	2	622.69	0.00	0.00	-29.27	0.00
3	Tekanan tanah	TA	1.25	0.00	610.61	0.00	794.92	0.00
4	Beban lajur "D"	TD	1.8	1061.92	0.00	0.00	-49.91	0.00
5	Beban pedestrian	TP	1.8	215.74	0.00	0.00	-10.14	0.00
6	Gaya rem	TB	1.8					
7	Temperatur	ET	1.2					
8	Beban angin	EW	1.2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ	1					
11	Gesekan	FB	1.3					
				8462.44	610.61	0.00	-636.06	0.00

Tabel 5. 28. Kombinasi 2 Beban ultimate Pile Cap Abutment

KOMBINASI - 2				Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.3	6562.10	0.00	0.00	-1341.66	0.00
2	Beb. mati tambahan	MA	2	622.69	0.00	0.00	-29.27	0.00
3	Tekanan tanah	TA	1.25	0.00	610.61	0.00	794.92	0.00
4	Beban lajur "D"	TD	1.8	1061.92	0.00	0.00	-49.91	0.00
5	Beban pedestrian	TP	1.8	215.74	0.00	0.00	-10.14	0.00
6	Gaya rem	TB	1.8	0.00	135.00	0.00	467.10	0.00
7	Temperatur	ET	1.2					

8	Beban angin	EW	1.2	27.22	0.00	43.41	-1.28	142.60
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ	1					
11	Gesekan	FB	1.3					
				8489.66	745.61	43.41	-170.24	142.60

Tabel 5. 29.Kombinasi 3 Beban ultimate Pile Cap Abutment

KOMBINASI - 3				Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.3	6562.10	0.00	0.00	-1341.66	0.00
2	Beb. mati tambahan	MA	2	622.69	0.00	0.00	-29.27	0.00
3	Tekanan tanah	TA	1.25	0.00	610.61	0.00	794.92	0.00
4	Beban lajur "D"	TD	1.8	1061.92	0.00	0.00	-49.91	0.00
5	Beban pedestrian	TP	1.8	215.74	0.00	0.00	-10.14	0.00
6	Gaya rem	TB	1.8	0.00	135.00	0.00	467.10	0.00
7	Temperatur	ET	1.2					
8	Beban angin	EW	1.2	27.22	0.00	43.41	-1.28	142.60
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ	1					
11	Gesekan	FB	1.3	0.00	829.05	0.00	1326.48	0.00
				8489.66	1574.67	43.41	1156.24	142.60

Tabel 5. 30.Kombinasi 4 Beban ultimate Pile Cap Abutment

KOMBINASI - 4				Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.3	6562.10	0.00	0.00	-1341.66	0.00
2	Beb. mati tambahan	MA	2	622.69	0.00	0.00	-29.27	0.00
3	Tekanan tanah	TA	1.25	0.00	610.61	0.00	794.92	0.00

4	Beban lajur "D"	TD	1.8	1061.92	0.00	0.00	-49.91	0.00
5	Beban pedestrian	TP	1.8	215.74	0.00	0.00	-10.14	0.00
6	Gaya rem	TB	1.8	0.00	135.00	0.00	467.10	0.00
7	Temperatur	ET	1.2	0.00	35.44	0.00	56.70	0.00
8	Beban angin	EW	1.2	27.22	0.00	43.41	-1.28	142.60
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tek. Tanah dinamis	EQ	1					
11	Gesekan	FB	1.3	0.00	637.73	0.00	1020.37	0.00
				8489.66	1418.78	43.41	906.83	142.60

Tabel 5. 31.Kombinasi 5 Beban ultimate Pile Cap Abutment

KOMBINASI - 5				Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	Tx (kN)	Ty (kN)	Mx (kNm)	My (kNm)
1	Berat sendiri	MS	1.3	6562.10	0.00	0.00	-1341.66	0.00
2	Beb. mati tambahan	MA	2	622.69	0.00	0.00	-29.27	0.00
3	Tekanan tanah	TA	1.25					
4	Beban lajur "D"	TD	1.8					
5	Beban pedestrian	TP	1.8					
6	Gaya rem	TB	1.8					
7	Temperatur	ET	1.2					
8	Beban angin	EW	1.2					
9	Beban gempa	EQ	1	0.00	1563.99	1033.97	4334.80	2865.77
10	Tek. Tanah dinamis	EQ	1	0.00	686.61	0.00	1583.78	0.00
11	Gesekan	FB	1.3					
				7184.79	2250.60	1033.97	4547.65	2865.77

- Rekap kombinasi ultimate untuk Pile Cap Abutment

Tabel 5. 32.Rekap Kombinasi Utimate Pile Cap Abutment

No	Kombinasi Beban	P	Tx	Ty	Mx	My
		(kN)	(kN)	(kN)	(kNm)	(kNm)
1	KOMBINASI-1	8462.441	610.615	0.000	-636.059	0.000
2	KOMBINASI-2	8489.657	745.615	43.411	-170.239	142.605
3	KOMBINASI-3	8489.657	1574.667	43.411	1156.245	142.605
4	KOMBINASI-4	8489.657	1418.785	43.411	906.833	142.605
5	KOMBINASI-5	7184.790	2250.596	1033.965	4547.651	2865.774

Tabel 5. 33.Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Abutment

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 1		Kombinasi 2		Kombinasi 3	
					Pv/n + My.X/(Σx^2) + Mx.Y/(Σy^2)	Pv/n - My.X/(Σx^2) - Mx.Y/(Σy^2)	Pv/n + My.X/(Σx^2) + Mx.Y/(Σy^2)	Pv/n - My.X/(Σx^2) - Mx.Y/(Σy^2)	Pv/n + My.X/(Σx^2) + Mx.Y/(Σy^2)	Pv/n - My.X/(Σx^2) - Mx.Y/(Σy^2)
					Pmax	Pmin	Pmax	Pmin	Pmax	Pmin
							kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	584.989	623.931	587.611	625.197	628.218	584.590
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	584.989	623.931	614.774	598.034	655.381	557.427
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	591.479	617.441	589.348	623.460	616.419	596.389
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	591.479	617.441	616.511	596.297	643.582	569.226
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	597.970	610.950	591.085	621.723	604.621	608.187
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	597.970	610.950	618.248	594.560	631.784	581.024
7	-0.75	0	0.5625	0	604.460	604.460	592.823	619.985	592.823	619.985
8	0.75	0	0.5625	0	604.460	604.460	619.985	592.823	619.985	592.823
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	610.950	597.970	594.560	618.248	581.024	631.784
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	610.950	597.970	621.723	591.085	608.187	604.621
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	617.441	591.479	596.297	616.511	569.226	643.582
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	617.441	591.479	623.460	589.348	596.389	616.419
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	623.931	584.989	598.034	614.774	557.427	655.381
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	623.931	584.989	625.197	587.611	584.590	628.218
					623.931	623.931	625.197	625.197	655.381	655.381
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	584.989	584.9888	587.6112	587.6112	557.4274	557.4274

Tabel 5. 34. Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Abutment

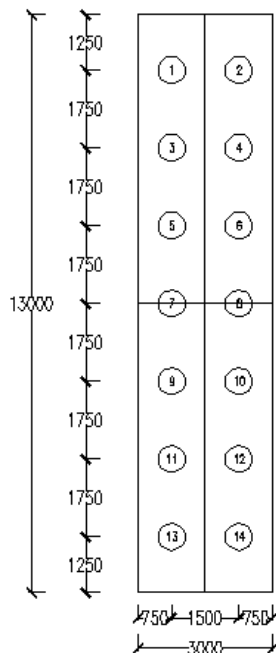
No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 4		Kombinasi 5	
					Pv/n + $My.X/(\Sigma x^2)$	Pv/n - $My.X/(\Sigma x^2)$	Pv/n + $My.X/(\Sigma x^2)$	Pv/n - $My.X/(\Sigma x^2)$
					+	-	+	-
					$Mx.Y/(\Sigma y^2)$	$Mx.Y/(\Sigma y^2)$	$Mx.Y/(\Sigma y^2)$	$Mx.Y/(\Sigma y^2)$
					Pmax	Pmin	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	620.583	592.225	379.482	646.916
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	647.746	565.062	925.344	101.055
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	611.329	601.479	333.078	693.321
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	638.492	574.316	878.939	147.459
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	602.076	610.732	286.673	739.725
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	629.239	583.569	832.535	193.864
7	-0.75	0	0.5625	0	592.823	619.985	240.268	786.130
8	0.75	0	0.5625	0	619.985	592.823	786.130	240.268
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	583.569	629.239	193.864	832.535
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	610.732	602.076	739.725	286.673
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	574.316	638.492	147.459	878.939
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	601.479	611.329	693.321	333.078
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	565.062	647.746	101.055	925.344
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	592.225	620.583	646.916	379.482
					647.746	647.746	925.344	925.344
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	565.0624	565.0624	101.0546	101.0546

5.1.5.3.1. Perhitungan Penulangan Poer Abutment

Perhitungan penulangan poer abutment didasarkan pada gaya – gaya dan momen yang terjadi pada tiang pancang dan berat sendiri bangunan

Data – data Perencanaan

Lebar (B)	=	3000	mm
Panjang (L)	=	13000	mm
Tinggi (H)	=	800	mm
Lebar yang ditinjau arah x	=	1500	mm
Lebar yang arah x	=	1750	mm
f_c'	=	30	MPa
f_y	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul. Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	50	mm
b	=	1000	mm
d	=	723	mm
Kcr	=	0.75	



Gambar 5. 25. Konfigurasi Tiang Pancang Abutment

$$\beta_1 = 0.85 \dots (0 < f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\rho_b = 0.034$$

- Tulangan Lentur Arah Y

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= p \times l \times t \text{ BV} \times \text{KuMS} \\ &= 1.5 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} \times 0.8 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 \\ &= 68.25 \text{ kN}\end{aligned}$$

Reaksi ultimate tiang

$$\text{Pu tiang} = 925.34 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Mq} + \text{Mp} \\ &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_l) + (\text{Pu tiang} \times L) \\ &= (-68.25 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 1.5 \text{ m}) + (925.34 \text{ kN} \times 0.75 \text{ m}) \\ &= 642.820406 \text{ kNm tiap } 1.75 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\text{Mu} = 367.32 \text{ kNm tiap } 1 \text{ m}$$

$$\text{Mu} = 367325946.3 \text{ Nmm/m'}$$

Penulangan Lentur

$$\text{M}^* = \frac{\text{Mu}}{\text{Kcr}} = \frac{367325946.3}{0.75} = 489767928.358$$

$$\frac{\text{M}^*}{b \times d^2} = \frac{14780990237.6348}{1000 \times 723^2} = 0.937 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.033683 = 0.025\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0,937 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0,0033$$

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0,00359 \times 1000 \times 723 = 2595,385 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{2595,385}$$

$$= 146,391 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{100}$$

$$= 3799,400 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan D22 - 100 ($A_s \text{ pasang} = 3799,400 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Lentur Arah X

$$\text{Berat pilecap} = p \times l \times t \text{ BV} \times K_u \text{MS}$$

$$= 6,5 \text{ m} \times 1,5 \text{ m} \times 0,8 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1,3$$

$$= 253,5 \text{ kN}$$

Reaksi ultimate tiang

$$P_u \text{ tiang} = 925,34 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}
 M_u &= M_q + M_p \\
 &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_l) + (P_u \text{ tiang} \times L) \\
 &= (-253.5 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 6.5 \text{ m}) + (925.34 \text{ kN} \times 0.75 \text{ m}) \\
 &= -129.867094 \text{ kNm tiap } 1.5 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$M_u = -86.57806269 \text{ kNm tiap } 1\text{m}$$

$$M_u = -86578062.69 \text{ Nmm/m'}$$

Penulangan Lentur

$$M^* = \frac{M_u}{K_{cr}} = \frac{86578062.69}{0.75} = 489767928.358$$

$$\frac{M^*}{b \times d^2} = \frac{14780990237.6348}{1000 \times 726^2} = 0.219 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned}
 \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\
 &= 0.75 \times 0.033683 = 0.025
 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2.4 \cdot K_{cr} \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1.2 K_{cr} \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2 \cdot 4 \cdot 0,75 \cdot 0,219 \cdot \left(\frac{390^2}{30}\right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30}\right)} = 0.0008$$

Pakai $\frac{4}{3}\rho = 1.3333 \times 0.0008 = 0.0010$

$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$
 $= 0.0010 \times 1000 \times 726 = 729.091 \text{ mm}^2$

$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{729.091}$
 $= 275.631 \text{ mm}$

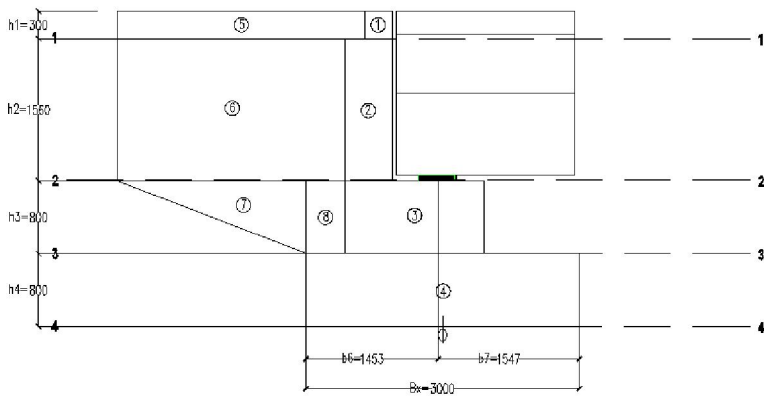
$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$

$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150}$
 $= 1339.733 \text{ mm}^2$

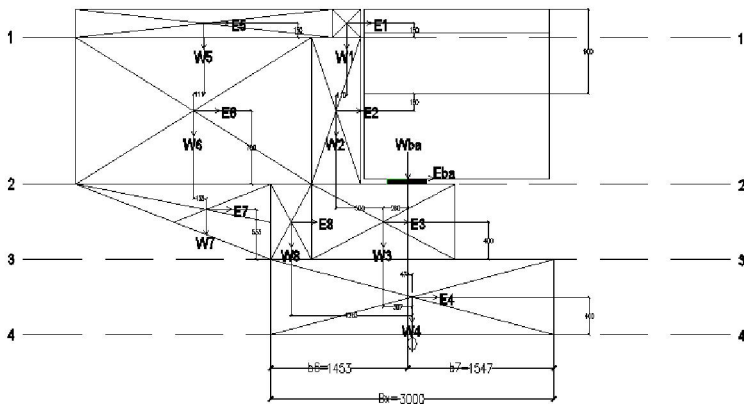
Di pasang tulangan D16 - 150 ($A_s \text{ pasang} = 1339.733 \text{ mm}^2$)

5.1.6. Penulangan pada Abutment

Perhitungan penulangan pada abutment didasarkan pada pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Untuk memudahkan dalam menghitung jumlah momen yang ada pada bagian – bagian abutment, maka abutment dibagi menjadi beberapa bagian segmen. Berikut dibawah ini bagian – bagian per segmen dari abutment yang dihitung penulangannya.



Gambar 5. 26. Pembagian Segmen untuk Penulangan Abutment



Gambar 5. 27. Gaya yang terjadi pada Abutment

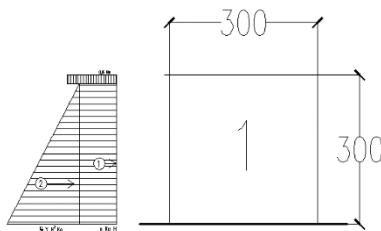
5.1.6.1. Longitudunal Stopper 1

Analisis pembebanan longitudinal stopper 1 ditunjukkan dengan beban yang ada yaitu beban tekanan tanah dan beban gempa serta beban rem. Perhitungan gempa akan ditunjukkan pada **Tabel 5.32** dimana beban – beban tersebut akan dikalikan dengan faktor beban batas. Factor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, factor untuk beban tekanan lateral adalah 1,25 dan skala faktor gempa adalah 1 ditunjukkan pada **gambar 5.21**

Lebar (B) = 0,3 m

Panjang (By) = 12.65m

Tinggi (H) = 0,3 m



Gambar 5. 28. Distribusi Beban pada Longitudinal Stopper 1

Data Tanah :

γ tanah timbunan = 17,2 kN/m³

Sudut gesek dalam = 35°

$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) = 0.27099$

Kohesi = 0

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekivalen beban kendaraan :

$q = 0.60 \times \gamma \text{ tanah} = 0.60 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 = 10.32 \text{ kN/m}^2$

Tekanan tanah bagian 1

Tabel 5. 35. Tekanan Tanah bagian 1

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)
1	$P_a = 1/2 * H^2 * \gamma_s * K_a * B_y$	2.653	$y = H / 3$	0.100
2	$P_a q = (0.60 * \gamma_s) * H * K_a * B_y$	10.613	$y = H / 2$	0.150

- Beban Gempa

Beban Gempa dihitung berdasarkan berat sendiri pada masing – masing bagian yang terkena gaya gempa, perhitungan berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa yang berpengaruh pada Longitudinal Stopper 1 adalah

1. Beban Gempa Bagian 1

$$E_{Q1} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t1}$$

$$E_{Q1} = \frac{1.02142857}{3.5} \times 29.250 \text{ kN}$$

$$E_{Q1} = 8.53622449 \text{ kN}$$

2. Beban Gempa Bagian 5

$$E_{Q5} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t5}$$

$$E_{Q5} = \frac{1.02142857}{3.5} \times 12.240 \text{ kN}$$

$$E_{Q5} = 3.5720816 \text{ kN}$$

Tabel 5. 36.Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 1

Gaya Yang Bekerja (KN)	1.3DL + 2LL + 1.25Ta + EQ						
	Vu(kN)	Hu (kN)	Eu (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	Mu x (kNm)	Mu y (kNm)
Tekanan tanah aktif Pa1	2.653	3.317			0.100	0.000	0.332
Tekanan tanah aktif Pa1 q	10.613	13.266			0.150	0.000	1.990
Beban Gempa bag 1	8.536		8.536	0.000	0.150	0.000	1.280
Beban Gempa bag 5	3.572		3.572	0.000	0.000	0.000	0.000
		0.000	16.583	12.108		0.000	3.602
					Σ Momen	3.602	

Jumlah Momen per satuan momen lari :

$$\Sigma \text{ Momen} = \frac{3.602 \text{ kNm}}{12.65 \text{ m}} = 0.28475 \text{ kNm/m'}$$

Untuk penulangan longitudinal stopper 1 dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1,3DL + 2LL + 1,25Ta + EQ. Momen yang dipakai perencanaan sebesar 284748.067 Nmm/m'

- **Penulangan**

Data – data Perencanaan

f_c'	=	30	MPa
f_y	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	50	mm
b	=	1000	mm
d	=	223	mm
K_{cr}	=	0.75	
β_1	=	0.85.....	($0 < f_c' \leq 30 \text{ MPa}$)
ρ_b	=	0.034	

Penulangan Lentur

$$M^* = \frac{M_u}{K_{cr}} = \frac{284748.067}{0.75} = 379664.090$$

$$\frac{M^*}{b \times d^2} = \frac{379664.090}{1000 \times 223^2} = 0.008 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.033683 = 0.025 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \cdot \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0,008 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0,00003$$

Pakai ρ_{min}

$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$

$$= 0,00359 \times 1000 \times 223 = 800,513 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{800,513}$$

$$= 474,621 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{200}$$

$$= 1899,700 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan D22 - 200 ($A_s \text{ pasang} = 1899,700 \text{ mm}^2$)

Penulangan Pembagi

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan D16 mm)

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 390 \text{ Mpa}$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

Maka, $A_{s \text{ perlu}} = 0,2 \times 1899,700 = 379,940 \text{ mm}^2$.

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s,\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{379.940}$$

$$= 528.926 \text{ mm}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{s}$$

$$A_{s \text{ pasang}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200}$$

$$= 1004.800 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan D16 - 200 ($A_{s \text{ pasang}} = 1004.800 \text{ mm}^2$)

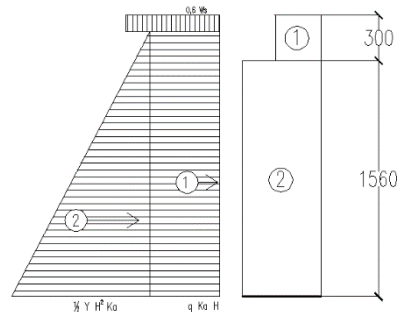
5.1.6.2. Longitudunal Stopper 2

Analisis pembebanan longitudinal stopper 2 ditunjukkan dengan beban yang ada yaitu beban tekanan tanah dan beban gempa serta beban rem. Perhitungan gempa akan ditunjukkan pada **Tabel 5.33** dimana beban – beban tersebut akan dikalikan dengan faktor beban batas. Factor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, factor untuk beban tekanan lateral adalah 1,25 dan skala faktor gempa adalah 1 ditunjukkan pada **gambar 5.22**

$$\text{Lebar (B)} = 0,52 \text{ m}$$

$$\text{Panjang (By)} = 12.65 \text{ m}$$

$$\text{Tinggi (H)} = 1.56 \text{ m}$$



Gambar 5. 29. Distribusi Beban pada Longitudinal Stopper 2

Data Tanah :

$$\gamma \text{ tanah timbunan} = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam} = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) = 0.27099$$

$$\text{Koheesi} = 0$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan :

$$q = 0.60 \times \gamma \text{ tanah} = 0.60 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 = 10.32 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan tanah bagian 2

Tabel 5. 37. Tekanan tanah bagian 2

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)
1	$P_a = 1/2 * H^2 * \gamma_s * K_a * B_y$	101.992	$y = H / 3$	0.620
2	$P_a q = (0.60 * \gamma_s) * H * K_a * B_y$	65.802	$y = H / 2$	0.93

- **Beban Gempa**

Beban Gempa dihitung berdasarkan berat sendiri pada masing – masing bagian yang terkena gaya gempa, perhitungan berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa yang berpengaruh pada Longitudunal Stopper 2 adalah

1. **Beban Gempa Bagian 2**

$$E_{Q2} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t2}$$

$$E_{Q2} = \frac{1.021428571}{3.5} \times 263.640 \text{ kN}$$

$$E_{Q2} = 76.93983673 \text{ kN}$$

2. **Beban Gempa Bagian 6**

$$E_{Q6} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t6}$$

$$E_{Q6} = \frac{1.021428571}{3.5} \times 58.500 \text{ kN}$$

$$E_{Q5} = 17.07244898 \text{ kN}$$

Tabel 5. 38. Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 2

Gaya Yang Bekerja (KN)		1.3DL + 2LL + 1.25Ta + EQ					
		Vu(kN)	Hu (kN)	Eu (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	Mu x (kNm)
Berat Bagian 1	29.25	38.025			0.110		4.183
Rem	75.000		150.000			-0.180	0.000
Tekanan tanah aktif Pa2	101.992		127.491			0.620	0.000
Tekanan tanah aktif Pa2 q	65.802		82.252			0.930	0.000
Beban Gempa bag 1	8.536			8.536		0.930	0.000
Beban Gempa bag 2	76.940			76.940		0.780	0.000
Beban Gempa bag 5	3.572			3.572		0.930	0.000
Beban Gempa bag 6	17.072			17.072		0.000	0.000
Beban Gempa dari upper structure	1033.965			1033.965		0.180	0.000
		38.025	359.743	1140.086			4.183
						Σ Momen	390.109

Jumlah Momen per satuan momen lari :

$$\Sigma \text{ Momen} = \frac{390.109 \text{ kNm}}{12.65 \text{ m}} = 30.83864651 \text{ kNm/m'}$$

Untuk penulangan longitudinal stopper 2 dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1,3DL + 2LL + 1,25Ta + EQ. Momen yang dipakai perencanaan sebesar 30838646.508 Nmm/m'

- Penulangan**

Data – data Perencanaan

fc'	=	30	MPa
fy	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul. Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	50	mm
b	=	1000	mm
d	=	443	mm
Kcr	=	0.75	
β1	=	0.85.....(0<fc'≤30MPa)	
ρb	=	0.034	

Penulangan Lentur

$$M^* = \frac{Mu}{K_{cr}} = \frac{30838646.508}{0,75} = 41118195.344$$

$$\frac{M^*}{b \times d^2} = \frac{40452545.294}{1000 \times 443^2} = 0.210 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0.033683 = 0.025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \cdot \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)} \\ &= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0.210 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0.00072 \end{aligned}$$

Pakai ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.00359 \times 1000 \times 443 = 1590.256 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{1590.256}$$

$$= 238.917 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{200}$$

$$= 1899.700 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan D22 - 200 ($A_s \text{ pasang} = 1899.700 \text{ mm}^2$)

Penulangan Pembagi

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan D16 mm)

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

$$\text{Maka, } A_{s\text{perlu}} = 0,2 \times 1590.256 = 379.940 \text{ mm}^2.$$

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{379.940}$$

$$= 330.078 \text{ mm}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times b}{s}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200}$$

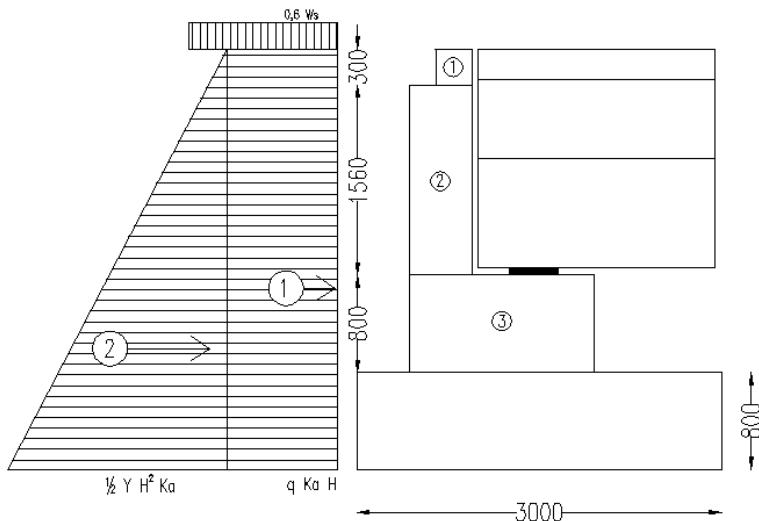
$$= 1004.800 \text{ mm}^2$$

Di pasang tulangan D16 - 200 ($A_s \text{ pasang} = 1004.800 \text{ mm}^2$)

5.1.6.3. Bagian Badan Abutment

Analisis pembebanan bagian corbel ditunjukkan dengan beban yang ada yaitu beban tekanan tanah dan beban gempa serta beban rem. Perhitungan gempa akan ditunjukkan pada **Tabel 5.35** dimana beban – beban tersebut akan dikalikan dengan faktor beban batas. Factor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, factor untuk beban tekanan lateral adalah 1,25 dan skala faktor gempa adalah 1 ditunjukkan

$$\begin{aligned}\text{Lebar (B)} &= 1 \text{ m} \\ \text{Panjang (By)} &= 12.65 \text{ m} \\ \text{Tinggi (H)} &= 0.8 \text{ m}\end{aligned}$$



Gambar 5. 30. Pembebanan Pada Badan Abutment

Data Tanah :

$$\gamma \text{ tanah timbunan} = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Sudut gesek dalam} = 35^\circ$$

$$K_a = \tan^2 (45^\circ - \phi / 2) = 0.27099$$

$$\text{Kohesi} = 0$$

Beban merata akibat berat timbunan tanah setinggi 0.60 m yang merupakan ekuivalen beban kendaraan :

$$q = 0.60 \times \gamma \text{ tanah} = 0.60 \text{ m} \times 17,2 \text{ kN/m}^3 = 10.32 \text{ kN/m}^2$$

Tekanan tanah bagian 3

Tabel 5. 39. Tekanan Tanah bagian 3

No	Gaya akibat tekanan tanah	T_{TA} (kN)	Lengan thd. O	y (m)
1	$P_a = 1/2 * H^2 * \gamma_s * K_a * B_y$	208.596	$y = H / 3$	0.887
2	$P_a q = (0.60 * \gamma_s) * H * K_a * B_y$	94.103	$y = H / 2$	1.33

- Beban Gempa

Beban Gempa dihitung berdasarkan berat sendiri pada masing – masing bagian yang terkena gaya gempa, perhitungan berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa yang berpengaruh pada Longitudunal Stopper 2 adalah

1. Beban Gempa Bagian 3

$$E_{Q3} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t3}$$

$$E_{Q3} = \frac{1.02142857}{3.5} \times 395.200 \text{ kN}$$

$$E_3 = 115.333878 \text{ kN}$$

2. Beban Gempa Bagian 7

$$E_{Q7} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t7}$$

$$E_{Q7} = \frac{1.02142857}{3.5} \times 12.402 \text{ kN}$$

$$E_{Q7} = 3.61935918 \text{ kN}$$

3. Beban Gempa Bagian 8

$$E_{Q8} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t8}$$

$$E_{Q8} = \frac{1.021428571}{3.5} \times 5.196 \text{ kN}$$

$$E_{Q8} = 1.51638367 \text{ kN}$$

Tabel 5. 40. Perhitungan Momen dan Gaya pada Badan Abutment

Gaya Yang Bekerja (KN)	1.3DL + 2LL + 1.25Ta + EQ						
	Vu(kN)	Hu (kN)	Eu (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	Mu x (kNm)	Mu y (kNm)
Berat Bagian 1	29.250	38.025		-0.395		-15.020	0.000
Berat Bagian 2	263.640	342.732		-0.500		-171.366	0.000
Berat Bangunan atas	3231.615	4201.099		0.260		1092.286	0.000
Tekanan tanah aktif Pa3	208.596		260.745		0.887	0.000	231.194
Tekanan tanah aktif Pa3 q	94.103		117.629		1.330	0.000	156.447
Beban Gempa bag 1	8.536		8.536		2.110	0.000	18.011
Beban Gempa bag 2	76.940		76.940		1.180	0.000	90.789
Beban Gempa bag 3	115.334		115.334		0.400	0.000	46.134
Beban Gempa bag 5	3.572		3.572		2.110	0.000	7.537
Beban Gempa bag 6	17.072		17.072		1.180	0.000	20.145
Beban Gempa bag 7	3.619		3.619		0.132	0.000	0.478
Beban Gempa bag 8	1.516		1.516		0.000	0.000	0.000
Beban Gempa dari upper structure	1033.965		1033.965		1.360	0.000	1406.193
		4581.856	378.374	1260.556		905.900	1976.928
					Σ Momen	2882.828	

Jumlah Momen per satuan momen lari :

$$\Sigma \text{ Momen} = \frac{2882.828 \text{ kNm}}{12.65 \text{ m}} = 227.892 \text{ kNm/m'}$$

Untuk penulangan badan abutment dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1,3DL + 2LL + 1,25Ta + EQ. Momen yang dipakai perencanaan sebesar 227891522.219 Nmm

- **Penulangan**

Data – data Perencanaan

$$f_c' = 30 \text{ MPa}$$

f_y	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul. Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	100	mm
b	=	13000	mm
d	=	1443	mm
K_{cr}	=	0.75	
β_1	=	0.85.....	($0 < f_c' \leq 30 \text{ MPa}$)
ρ_b	=	0.034	

Penulangan Lentur

$$M^* = \frac{M_u}{K_{cr}} = \frac{227891522219}{0,75} = 303855362.958$$

$$\frac{M^*}{b \times d^2} = \frac{296774665.550}{1000 \times 1443^2} = 0.146 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0.033683 = 0.025 \end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \cdot \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0,146 \cdot \left(\frac{390^2}{30}\right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30}\right)} = 0,00050$$

$$\text{Pakai } \frac{4}{3} \rho = 1,3333 \times 0,00050 = 0,000668$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ perlu} &= \rho \times b \times d \\ &= 0,000668 \times 1000 \times 1443 = 963,613 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S \text{ perlu} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{963,613} \\ &= 394,287 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$\begin{aligned} A_s \text{ pasang} &= \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{200} \\ &= 1899,700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Di pasang tulangan D22 - 200 ($A_s \text{ pasang} = 1899,700 \text{ mm}^2$)

Penulangan Pembagi

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan D16 mm)

$$f_c' = 30 \text{ Mpa} \quad f_y = 390 \text{ Mpa}$$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

$$\text{Maka, } A_{s \text{ perlu}} = 0,2 \times 1899,700 = 379,940 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} S \text{ perlu} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{379,940} \\ &= 528,926 \text{ mm} \end{aligned}$$

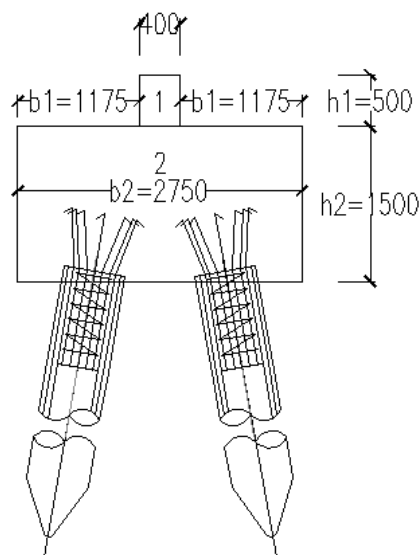
$$\text{As pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times b}{s}$$

$$\begin{aligned}\text{As pasang} &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200} \\ &= 1004.800 \text{ mm}^2\end{aligned}$$

Di pasang tulangan D16 - 120 (As pasang = 21770.667 mm²)

5.2. Perencanaan Pilar Jembatan

Pilar jembatan ini direncanakan mampu untuk menumpu setengah beban bangunan atas bentang 45 m dan setengah bentang atas 22.5 m baik beban mati maupun beban hidup serta beban akibat aliran sungai. Analisis untuk pilar terdiri atas beban dari bangunan atas baik beban hidup maupun beban mati, beban rem, beban angin, beban hanyutan, serta beban gempa.



Gambar 5. 31. Perencanaan Pilar Jembatan

5.2.1 Data Struktur Pilar

Tabel 5. 41. Dimensi Pilar dan Keterangan

NOTASI	(m)	NOTASI	(m)
h1	0.50	b1	1.1175
h2	1.50	b2	2.75
		B _x	2.00
		B _y	13.00
TANAH DASAR			
Berat volume, $w_s =$		17.2	kN/m ³
Sudut gesek, $\phi =$		35	°
Kohesi, $C =$		0	kPa
BAHAN STRUKTUR			
Mutu Beton		30	Mpa
Mutu Baja Tulangan		390	Mpa
Specific Gravity			kN/m ³
Beton bertulang $w_c =$			25.0

5.2.2. Analisis Beban Kerja

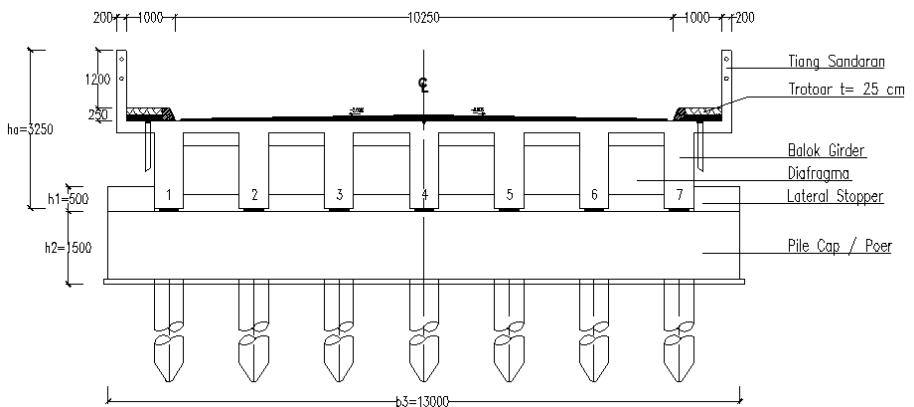
1. Berat Sendiri (MS)

Berat sendiri (*self weight*) adalah berat bahan dan bagian jembatan yang merupakan elemen struktural, ditambah dengan elemen non-struktural yang dipikulnya dan bersifat tetap.

Berat sendiri dibedakan menjadi 2 macam, yaitu berat sendiri struktur atas, dan berat sendiri struktur bawah.

1.1. Berat Sendiri Struktur Atas

Berat sendiri struktur atas merupakan berat yang dipikul langsung oleh abutment yang berupa Pelat lantai kendaraan, Balok Girder, Diaphragma, Lateral Stopper, dan Pile Cap / Poer.



Gambar 5. 32. Penampang Melintang Pilar

Tabel 5. 42. Perhitungan Berat Struktur Atas

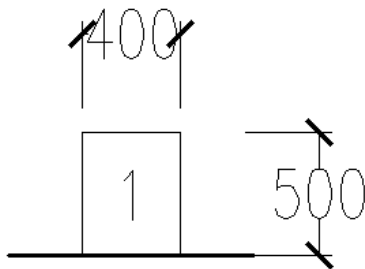
No	Beban	Parameter Volume				Berat	Satuan	Berat (kN)
		b (m)	t (m)	L (m)	n			
1	Pelat Lantai	10.25	0.25	22.5	1	25.00	kN/m ³	1441.406
2	Trotoar	1.20	0.25	22.5	2	24.00	kN/m ³	324
3	Balok Girder	0.60	1.80	22.5	7	25.00	kN/m ³	4252.5
4	Diafragma	2.30	1.00	0.30	27	25.00	kN/m ³	465.75
6	Berat Pipa/ Railing				14	0.09944	kN	1.392
Total berat sendiri struktur atas,							P _{MS} =	6485.04

Letak titik berat terhadap alas,

$$z_a = h_2 + h_a/2 = 3.125 \text{ m}$$

1.2. Berat Sendiri Struktur Bawah

Dalam perhitungan beban berat mati sendiri struktur bawah dibagi atas beberapa segmen. Hal ini untuk memudahkan dalam analisis beban mati abutment. Pembagian segmen ditunjukkan pada gambar di bawah ini :



Gambar 5. 33. Pembagian segmen HeadStock

Berat Jenis Beton bertulang $w_c = 25 \quad \text{kN/m}^3$
Berat Jenis Tanah $w_s = 17,2 \quad \text{kN/m}^3$

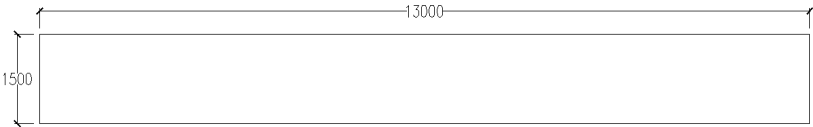
BERAT HEADSTOCK

Tabel 5. 43. Perhitungan Momen pada Headstock

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				BERAT (kN)	Lengan terhadap alas		Mom.stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Sha pe		y	(m)	
1	0.4	0.5	13	1	65	$\frac{1}{2} \times h_1$	0.25	16.25
Berat headstock, $W_h =$					65	kN	$M_h =$	16.25

Letak titik berat terhadap alas,
 $y_h = M_h / W_h == 16.25 \text{ kNm} / 625 \text{ kN} = 0.25 \text{ m}$
Letak titik berat terhadap dasar pondasi,
 $z_h = y_h + h_2 = 1.75 \text{ m}$

BERAT PILE CAP (COLUMN)



Gambar 5. 34. Kolom Pilar

Tabel 5. 44. Perhitungan Momen pada Pile Cap

NO	PARAMETER BERAT BAGIAN				Jumlah	BERAT (kN)	Lengan	Mom.stat (kNm)
	b (m)	h (m)	L (m)	Shape			y (m)	
5	2.75	1.5	13	1	1	1340.625	0.75	1005.46875
Berat Wall, $W_c =$						1340.625	$M_c =$	1005.46875

Letak titik berat terhadap alas,
 $y_c = M_c / W_c == 1005.468 \text{ kNm} / 1340.625 \text{ kN} = 0.75 \text{ m}$
Letak titik berat terhadap dasar pondasi,
 $z_c = y_p = 0.75 \text{ m}$

REKAP BERAT SENDIRI STRUKTUR BAWAH (PIER)

Tabel 5. 45. Rekap Berat Sendiri Struktur Bawah

No	Jenis Konstruksi	Berat (kN)
1	Headstock (Pier Head)	65.000
2	Pilecap	1340.625
Total berat sendiri struktur bawah, PMS =		1405.625

Rekap beban yang terjadi akibat berat sendiri pada pilar adalah sebagai berikut.

Tabel 5. 46. Rekap beban akibat berat sendiri pada Pilar

No	Berat sendiri	PMS
		(kN)
1	Struktur atas	6485.048
2	Struktur bawah	1405.625
Beban berat sendiri pada pondasi, PMS =		7890.673

2. Beban Mati Tambahan (MA)

Beban mati tambahan (superimposed dead load), adalah berat seluruh bahan yang menimbulkan suatu beban pada jembatan yang merupakan elemen non-struktural, dan mungkin besarnya berubah selama umur jembatan. Jembatan dianalisis harus mampu memikul beban tambahan seperti :

1. Penambahan lapisan aspal (overlay) di kemudian hari,
2. Genangan air hujan jika sistim drainase tidak bekerja dengan baik,

Tabel 5. 47. Beban Mati Tambahan pada Pilar

No	Jenis beban mati tambahan	Tebal (m)	Lebar (m)	Panjang (m)	w (kN/m ³)	Berat (kN)
1	Lap. Aspal + overlay	0.10	10.25	22.5	22.00	507.375
2	Air hujan	0.05	10.25	22.5	10.00	115.3125
W _{MA} =						622.6875

Letak titik berat beban mati tambahan terhadap pondasi,
 $z_a = h_2 + h_a/2 = 3.125 \text{ m}$

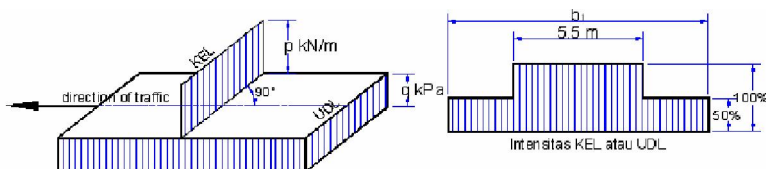
3. Beban Lajur "D" (TD)

Beban lajur "D" ditempatkan melintang pada lebar penuh dari jalan kendaraan jembatan dan menghasilkan pengaruh pada jembatan ekuivalen dengan rangkaian sebenarnya. Jumlah total pembebanan lajur "D" yang ditempatkan tergantung pada lebar jalan kendaraan jembatan. Beban kendaraan yg berupa beban lajur "D" terdiri dari beban terbagi merata (Uniformly Distributed Load) BTR dan beban garis (Knife Edge Load), BGT seperti pada **Gambar 5.29** BTR mempunyai intensitas q (kPa) yang besarnya tergantung pada panjang total L yang dibebani lalu-lintas seperti **Gambar 5.30** atau dinyatakan dengan rumus sebagai berikut :

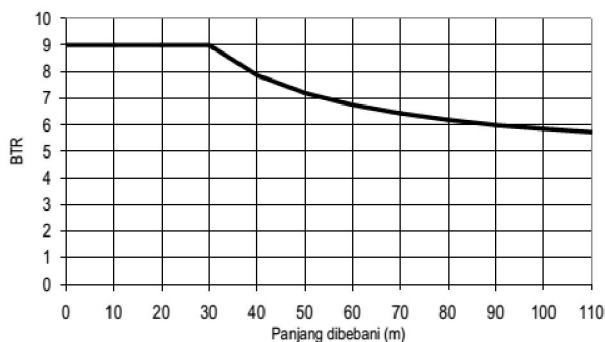
$$q = 9.0 \quad \text{kPa untuk } L \leq 30 \text{ m}$$

$$q = 9.0 \times (0.5 + 15 / L) \quad \text{kPa untuk } L > 30 \text{ m}$$

Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005)



Gambar 5. 35. Beban Lajur "D"



Gambar 5. 36. Beban terbagi Rata (UDL)

Untuk panjang bentang,

$$L = 22.50 \text{ m}$$

$$q = 9.00 \text{ kPa}$$

Beban garis (BGT) mempunyai intensitas,

$$p = 49.00 \text{ kN/m}$$

Faktor beban dinamis (Dinamic Load Allowance) untuk BGT diambil sebagai berikut :

$$DLA = 0.4$$

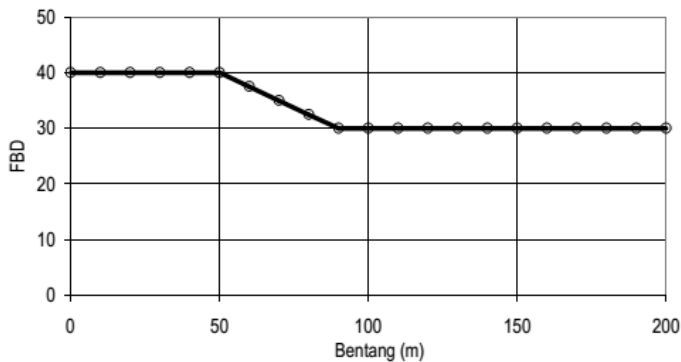
$$\text{untuk } L \leq 50 \text{ m}$$

$$DLA = 0.4 - 0.0025 \times (L - 50)$$

$$\text{untuk } 50 < L < 90 \text{ m}$$

$$DLA = 0.3$$

$$\text{untuk } L \geq 90 \text{ m}$$



Gambar 5. 37. Faktor Beban Dinamis

Dipakai DLA = 0.4

Lebar satu jalur (b_1) = 5.125 m

L = 22,5 m

Besar beban lajur "D" pada Pilar :

$$P_{TD} = 2 \times [q \times L \times (5.5 + b) / 2 + p \times DLA \times (5.5 + b) / 2]$$

$$= 2 \times [9 \text{ kPa} \times 22,5 \text{ m} \times (5,5 + 5,125 \text{ m}) / 2 + 49 \text{ kN/m}^2 \times 0,4$$

$$\times (5,5 + 5,125\text{m})/2]$$

$$= 2359.8125 \text{ kN}$$

4. Beban Pedestrian / Pejalan Kaki (TP)

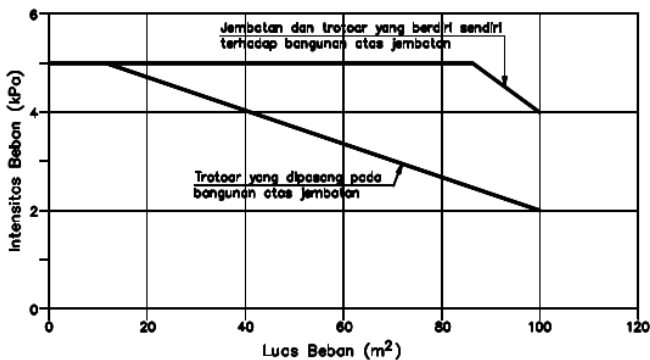
Analisis beban pejalan kaki berdasarkan *Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005) hal 24* maka beban hidup direncanakan berdasarkan beban per m^2 dari luas yang dibebani.

Beban hidup merata q :

Untuk $A \leq 10 \text{ m}^2$ $q = 5 \text{ kPa}$

Untuk $10 \text{ m}^2 < A \leq 100 \text{ m}^2$ $q = 5 - 0.033 \times (A - 10)$

Untuk $A > 100 \text{ m}^2$ $q = 2 \text{ kPa}$



Gambar 5. 38. Pembebanan Untuk Pejalan Kaki

Panjang Bentang $= 22,5 \text{ m}$

Lebar trotoar (b_2) $= 1,20 \text{ m}$

Jumlah trotoar (n) $= 2$

Luas bidang trotoar yang didukung abutment,

$$A = b_2 \times L \times n = 1,2 \text{ m} \times 22,5 \text{ m} \times 2 = 54 \text{ m}^2$$

Beban merata pada pedestrian,

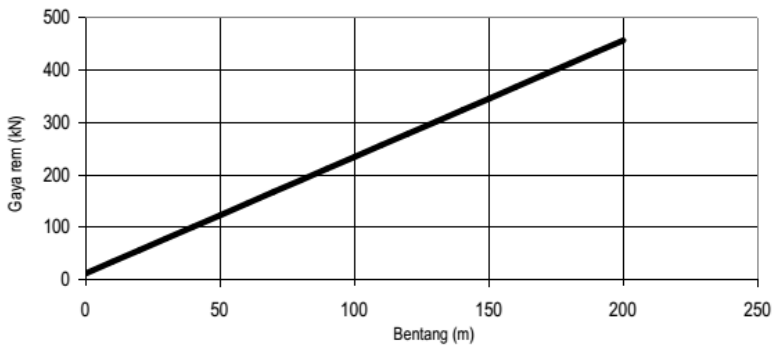
$$q = 3,5 \text{ kPa (berdasarkan gambar)}$$

Beban pada Pilar akibat pejalan kaki,

$$P_{TP} = A \times q = 54 \text{ m}^2 \times 3,5 \text{ kPa} = 189.00 \text{ kN}$$

5. Gaya Rem (TB)

Pengaruh rem dan percepatan lalu lintas harus dipertimbangkan sebagai gaya memanjang. Besarnya gaya rem arah memanjang jembatan tergantung panjang total jembatan (L_t) sebagai berikut :



Gambar 5. 39. Gaya Rem

Untuk,

$$L = L_t = 22,5 \text{ m}$$

$$\text{Gaya rem} = 75 \text{ kN}$$

Gaya rem pada Pilar (untuk 2 jalur lalu-lintas),

$$T_{TB} = 2 \times \text{gaya rem} = 2 \times 75 \text{ kN} = 150 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{TB} = h_2 + t \text{ girder} = 3.30 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat gaya rem :

$$M_{TB} = P_{TB} \times Y_{TB} = 150 \text{ kN} \times 3.30 \text{ m} = 495 \text{ kNm}$$

6. Beban Angin

BEBAN ANGIN ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)

Analisis beban angin berdasarkan *Standar Pembebanan Untuk Jembatan (R-SNI T-02-2005) hal 34* gaya nominal akibat angin bergantung pada kecepatan angina rencana. Kecepatan angin direncanakan sebesar 35 m/s karena lokasi jembatan < 5 km dari pantai.

Tabel 5. 48. Beban Angin

Kedaan Batas	Lokasi	
	< 5 km dari pantai	> 5 km dari pantai
Daya Layan	30 m/s	25 m/s
Ultimate	35 m/s	30 m/s

Gaya akibat angin yang meniup bidang samping jembatan dihitung dengan rumus :

$$T = 0.0006 \times C_w \times (V)^2 \times A_b$$

Dimana,

C_w = koefisien seret

V_w = Kecepatan angin rencana (m/det)

A_b = Luas koefisien bagian samping jembatan (m^2)

$$C_w = 1.25$$

$$V_w = 35 \text{ m/det}$$

Panjang bentang girder,

$$L = 22,5 \text{ m}$$

Tinggi bid. samping,

$$h_a = 3.55 \text{ m}$$

Tinggi bidang samping kendaraan,

$$h_k = 2 \text{ m}$$

Luas bidang samping,

$$\begin{aligned} A_b &= L \times (h_a + h_k) \\ &= 22,5 \times (3,5\text{m} + 2\text{m}) \\ &= 118.125 \text{ m}^2 \end{aligned}$$

Beban Angin,

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b = 108.5273438 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EW} = h_2 + h_a/2 = 3.125 \text{ m}$$

Momen pd pondasi akibat angin atas :

$$M_{EW} = T_{EW} \times Y_{EW} = 108.52734 \text{ kN} \times 3.125 \text{ m} = 339.1479492 \text{ kNm}$$

Beban garis merata tambahan arah horisontal pada permukaan lantai jembatan akibat beban angin yang meniup kendaraan di atas lantai jembatan dihitung dengan rumus :

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2$$

$$C_w = 1.25$$

$$V_w = 35 \text{ m/det}$$

$$T_{EW} = 0.0012 \times C_w \times (V_w)^2 = 1.764 \text{ kN/m}$$

Bidang vertikal yang ditiup angin merupakan bidang samping kendaraan dengan tinggi $h = 2 \text{ m}$

Jarak antara roda kendaraan $x = 1.75 \text{ m}$

Gaya pada Pilar akibat transfer beban angin ke lantai jembatan,

$$P_{EW} = 2 \times [1/2 \times h / x \times T_{EW}] \times L = 45.36 \text{ kN}$$

BEBAN ANGIN ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)

Ukuran bidang Pilar yang ditiup angin,

$$\text{Tinggi : } h_2 = 1.5 \text{ m}$$

$$\text{Lebar : } b_3 = 13 \text{ m}$$

Luas bidang Pilar yang ditiup angin,

$$A_b = b_3 \times h_2 = 19.5 \text{ m}^2$$

Beban angin pada struktur atas :

$$T_{EW} = 0.0006 \times C_w \times (V_w)^2 \times A_b = 17.915625 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EW} = \frac{1}{2} \times h_2 = 0.75 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat beban angin :

$$MEW = T_{EW} \times Y_{EW} = 17.915625 \text{ kN} \times 0.75 \text{ m} = 13.43671 \text{ kNm}$$

7. BENDA HANYUTAN, DAN TUMBUKAN

7.1. BENDA HANYUTAN

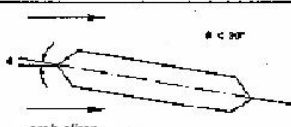

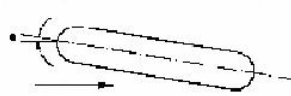
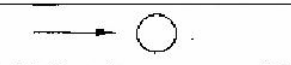
Gaya seret nominal ultimit dan daya layan pada pilar akibat aliran air tergantung kepada kecepatan sebagai berikut :

$$T_{EF} = 0.5 \times C_D \times V_a^2 \times A_D$$

$$C_D = \text{koefisien seret} = 1.4 \quad (\text{gambar})$$

$$A_D = \text{luas proyeksi benda hanyutan tegak lurus arah aliran (m}^2\text{)}$$

$$V_a = \text{kecepatan aliran air rata-rata saat banjir dg periode ulang tertentu (m/det)} = 3 \text{ m/det}$$

Bentuk Pilar	Koefisien Seret C_D	Koefisien Angkat C_L
	0.8	θ C_L 0° 0 5° 0.5 10° 0.8 20° 0.8 $\geq 30^\circ$ 1.0
	1.4	
	0.7	
	0.7	Tidak bisa dipakai

Gambar 5. 40. Koefisien Seret pada Pilar

Kedalaman benda hanyutan (di bawah muka air banjir),

$$D_h = 1 \text{ m}$$

Lebar benda hanyutan,

$$B_h = L/2 = \frac{22,5\text{m}}{2} = 11.25 \text{ m}$$

$$A_D = \frac{B_h \times D_h}{\cos \theta} = \frac{11,25\text{m} \times 1\text{m}}{\cos 0^\circ} = 11.25 \text{ m}^2$$

Gaya akibat benda hanyutan,

$$\begin{aligned} T_{EF} &= 0.5 \times C_D \times V_a^2 \times A_D \\ &= 0.5 \times 1.4 \times 3^2 \times 11.25 = 70.875 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.2. TUMBUKAN DENGAN BATANG KAYU

Beban tumbukan dengan batang kayu dihitung dengan menganggap bahwa batang dengan massa minimum sebesar 2 ton hanyut pada kecepatan aliran rencana harus bisa ditahan dengangaya maksimum berdasarkan lendutan elastis ekuivalen dari pilar dengan rumus :

$$T_{EF} = M \times V_s^2 / d$$

M = massa batang kayu = 2 Ton

V_s = kecepatan aliran air permukaan pada saat banjir

$$= 1.4 \times V_a = 1.4 \times 3 \text{ m/det} = 4.2 \text{ m/det}$$

d = lendutan elastis ekivalen (tabel)

Tipe Pilar	d (m)
Pilar beton masif	0.075
Tiang beton perancah	0.150
Tiang kayu perancah	0.300

Gambar 5. 41. Lendutan Ekivalen untuk Tumbukan Batang Kayu

Gaya akibat tumbukan dengan kayu,

$$\begin{aligned} T_{EF} &= M \times V_s^2 / d \\ &= 2 \times \frac{4,2^2}{0,075} = 470.4 \text{ kN} \end{aligned}$$

7.3. GAYA DAN MOMEN YANG DIGUNAKAN

Untuk analisis kekuatan Pilar diambil gaya yang terbesar di antara gaya akibat benda hanyutan dan gaya akibat tumbukan dengan batang kayu, sehingga :

$T_{EF} = 470.4 \text{ kN}$ (akibat beban tumbukan dengan kayu)

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EF} = h/2 = 0.75 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat tumbukan kayu :

$$M_{EF} = T_{EF} \times Y_{EF} = 470.4 \text{ kN} \times 0.74 \text{ m} = 352.8 \text{ kNm}$$

8. BEBAN GEMPA (EQ)

8.1. BEBAN GEMPA STATIK EKIVALEN

Analisis beban gempa berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa diambil sebagai gaya horizontal yang ditentukan berdasarkan perkalian antara koefisien respon elastik (C_{sm}) dengan berat struktur ekuivalen yang kemudian dimodifikasi dengan faktor modifikasi respon (R).

Penentuan kelas situs tanah

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

dimana data diatas didapat dari data tanah dengan menggunakan SPT pada halaman....., maka :

$$\bar{N} = \frac{\sum t_i}{\sum \frac{t}{n}}$$

$$\bar{N} = \frac{31 \text{ m}}{0.882 \text{ m}}$$

$$\bar{N} = 35.123$$

dengan nilai $N = 35.123$ maka dari tabel dibawah didapatkan kelas situs Tanah Sedang

Tabel 2 - Kelas situs

Kelas Situs	\bar{P}_s (m/s)	\bar{N}	\bar{S}_u (kPa)
A. Batuan Keras	$\bar{P}_s \geq 1500$	N/A	N/A
B. Batuan	$750 < \bar{P}_s \leq 1500$	N/A	N/A
C. Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak	$350 < \bar{P}_s \leq 750$	$\bar{N} > 50$	$\bar{S}_u \geq 100$
D. Tanah Sedang	$175 < \bar{P}_s \leq 350$	$15 \leq \bar{N} \leq 50$	$50 \leq \bar{S}_u \leq 100$
E. Tanah Lunak	$\bar{P}_s < 175$	$\bar{N} < 15$	$\bar{S}_u < 50$
F. Lokasi yang membutuhkan penyelidikan geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karakteristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, $PI > 20$, 2. Kadar air (w) $\geq 40\%$, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\bar{S}_u < 25$ kPa Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik seperti : - Rentan dan berpotensi gagal terhadap beban gempa seperti likuifaksi, tanah lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah - Lempung organik tinggi dan/atau gambut (dengan ketebalan $> 3m$) - Plastisitas tinggi (ketebalan $H > 7.5m$ dengan $PI > 75$) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan $H > 35m$		

Catatan : N/A = tidak dapat digunakan

Gambar 5. 42.Kelas Situs Tanah

Penentuan faktor amplikasi periode pendek untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Untuk menentukan faktor amplikasi periode pendek didapatkan dari **Peta Zona Gempa Indonesia 2010**, sesuai daerah lokasi jembatan. Diketahui nilai PGA sebesar 0.25 – 0.3 g dari peta, diambil rata – rata nilai dari PGA sehingga nilainya 0.275 g. Jika nilai PGA sudah ditentukan, maka dapat ditentukan faktor amplifikasi periode pendek nya berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_s)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0,25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0,5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0,75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1,0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1,25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Gambar 5. 43.Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Sehingga didapat nilai F_{PGA} sebesar 1,3

Penentuan parameter respons spektral percepatan 0.2 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Untuk menentukan parameter respon spektral didapatkan dari Peta Zona Gempa Indonesia 2010, sesuai daerah lokasi jembatan. Diketahui nilai S_s sebesar 0.5 – 0.6 g dari peta, diambil rata – rata nilai dari S_s sehingga nilainya 0.55 g, Jika nilai S_s sudah ditentukan, maka dapat ditentukan parameter respon spektralnya berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 3 - Faktor amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik (F_{PGA}/F_a)

Kelas situs	$PGA \leq 0,1$ $S_s \leq 0.25$	$PGA = 0,2$ $S_s = 0.5$	$PGA = 0,3$ $S_s = 0.75$	$PGA = 0,4$ $S_s = 1.0$	$PGA > 0,5$ $S_s \geq 1.25$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (SD)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (SE)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Gambar 5. 44.Faktor Amplifikasi untuk periode 0 detik dan 0,2 detik

Sehingga didapat nilai F_A sebesar 1,3

Penentuan parameter respons spektral untuk percepatan 1 detik di batuan dasar untuk probabilitas terlampaui 10% dalam 50 tahun

Nilai F_v didapat dari tabel dengan menentukan S_1 (parameter respon spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik), dengan melihat Peta Zona Gempa Indonesia 2010 didapat nilai S_1 sebesar 0.15 – 0.2 g, diambil rata – rata nilai dari S_1 sehingga nilainya 0.175 g. Jika nilai S_1 sudah ditentukan, maka dapat ditentukan nilai factor amplifikasi untuk periode 1 detik berdasarkan tabel dibawah ini

Tabel 4 - Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (F_v)

Kelas situs	$S_T \leq 0.1$	$S_T = 0.2$	$S_T = 0.3$	$S_T = 0.4$	$S_T \geq 0.5$
Batuan Keras (SA)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (SB)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Keras (SC)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (SD)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (SE)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (SF)	SS	SS	SS	SS	SS

Catatan : Untuk nilai-nilai antara dapat dilakukan interpolasi linier

Keterangan:

S_T adalah parameter respons spektral percepatan gempa untuk periode 1 detik mengacu pada Peta Gempa Indonesia 2010 (Gambar 3 atau Gambar 6).

SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons dinamik spesifik

Gambar 5. 45. Besarnya nilai faktor amplifikasi untuk periode 1 detik

Sehingga didapat nilai F_v sebesar 2,2

Respon spektrum rencana Dengan didapatkan nilai dari PGA , S_s , dan S_1 serta nilai faktor amplifikasi F_{PGA} , F_a , dan F_v . Maka dapat dihitung :

$$\begin{aligned} A_s &= F_{PGA} \times PGA \\ &= 1.3 \times 0.275 \\ &= 0.3575 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{DS} &= F_a \times S_s \\ &= 1.3 \times 0.55 \\ &= 0.715 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} S_{D1} &= F_v \times S_1 \\ &= 2.2 \times 0.175 \\ &= 0.385 \end{aligned}$$

Dari data diatas dapat digunakan untuk menghitung Periode (T)

$$\begin{aligned} T &= 2 \text{ (periode pendek)} \\ T_s &= \frac{S_{D1}}{S_{DS}} = \frac{0.385}{0.715} = 0.538 \\ T_0 &= 0.2 \times T_s \\ &= 0.2 \times 0.538 \\ &= 0.107 \end{aligned}$$

Sehingga didapat $T = 0,2 < T_0 = 0,25$, maka berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.4.2**, memenuhi syarat pertama sehingga nilai CSM dapat dicari menggunakan rumus :

$$C_{SM} = (S_{DS} - A_S) \frac{T}{T_0} + A_S$$

$$C_{SM} = (0.715 - 0.357) \frac{2}{0.107} + 0.357$$

$$= 1.021428571$$

didapat nilai CSM sebesar 1.0214

Rumus untuk perhitungan beban gempa, berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN-2013 Pasal 5.1 :**

$$E_Q = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

dimana, W_t adalah berat total struktur yang terdiri dari beban mati dan beban hidup yang sesuai.

Faktor modifikasi respon (R) didapat dari tabel dibawah ini

Tabel 6 - Faktor modifikasi respons (R) untuk bangunan bawah

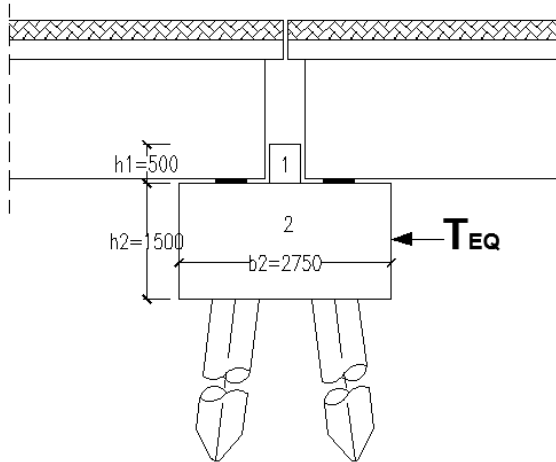
Bangunan bawah	Kategori kepentingan		
	Sangat penting	Penting	Lainnya
Pilar tipe dinding	1,5	1,5	2,0
Tiang/kolom beton bertulang			
Tiang vertikal	1,5	2,0	3,0
Tiang miring	1,5	1,5	2,0
Kolom tunggal	1,5	2,0	3,0
Tiang baja dan komposit			
Tiang vertikal	1,5	3,5	5,0
Tiang miring	1,5	2,0	3,0
Kolom majemuk	1,5	3,5	5,0

Catatan:

Pilar tipe dinding dapat direncanakan sebagai kolom tunggal dalam arah sumbu lemah pilar

Gambar 5. 46.Faktor modikasi respon (R)

8.2. BEBAN GEMPA ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)



Gambar 5. 47. Beban gempa arah x (memanjang jembatan)

Beban gempa yang dihitung berdasarkan arah memanjang dari jembatan (arah x)

Perhitungan beban gempa arah memanjang :

$$\text{Gaya gempa, } T_{EQ} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

$$T_{EQ} = \frac{1.0214}{3.5} \times W_t$$

$$T_{EQ} = 0.219 \times W_t$$

Distribusi beban gempa pada Pier adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 49. Distribusi Beban pada Pilar arah memanjang

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T _{EQ} (kN)	Lengan thd. Pond	z (m)	T _{EQ} xz (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	6485.05	1892.58	z _a	3.125	5914.30
2	Beban mati tambahan	622.69	181.72	z _a	3.125	567.88
3	Berat sendiri Headstock	65.00	18.97	z _h	1.750	33.20
4	Berat sendiri Pilecap	1340.63	391.24	z _p	0.750	293.43
Gaya pada pondasi akibat gempa,		T _{EQ} =	2484.51	kN	M _{EQ} =	6808.81

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 6808.81 \text{ kNm} / 2484.51 \text{ kN} = 2.741 \text{ m}$$

8.3. BEBAN GEMPA ARAH Y (MELINTANG JEMBATAN)

Inersia penampang Pier Wall,

$$I_c = \frac{1}{12} \times h \times B_e^3 = \frac{1}{12} \times 2.75 \text{ m} \times (7.091 \text{ m})^3 = 81.70661 \text{ m}^4$$

Nilai kekakuan,

$$K_p = 3 \times E_c \times I_c / L_c^3$$

$$= 3 \times 25742960 \text{ kPa} \times \frac{81.70661 \text{ m}^4}{(1.50 \text{ m})^3} = 1869662267 \text{ kN/m}$$

Percepatan grafitasi, $g = 9.8 \text{ m/det}^2$

$$\text{Gaya gempa, } T_{EQ} = \frac{C_{SM}}{R} \times W_t$$

$$T_{EQ} = \frac{1.0214}{3.5} \times W_t$$

Distribusi beban gempa pada Pier adalah sebagai berikut :

Tabel 5. 50. Distribusi Beban pada Pilar arah melintang

No	Jenis Beban Mati	W (kN)	T _{EQ} (kN)	Lengan thd. Pond	z (m)	T _{EQXZ} (kNm)
1	Berat sendiri struktur atas	6485.05	1892.58	z _a	3.125	5914.30
2	Beban mati tambahan	622.69	181.72	z _a	3.125	567.88
3	Berat sendiri Headstock	65.00	18.97	z _h	1.750	33.20
4	Berat sendiri Pilecap	1340.63	391.24	z _p	0.750	293.43
Gaya pada pondasi akibat gempa,		T _{EQ} =	2484.51	kN	M _{EQ} =	6808.81

Lengan terhadap pondasi :

$$Y_{EQ} = M_{EQ} / T_{EQ} = 6808.81 \text{ kNm} / 2484.51 \text{ kN} = 2.741 \text{ m}$$

9. TEKANAN AIR LATERAL AKIBAT GEMPA

Gaya gempa arah lateral akibat tekanan air pada Pier (jenis dinding) dihitung dengan rumus :

$$T_{EQ} = 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r^2$$

$$W_w = \text{berat volume air (kN/m}^3\text{)} = 9.8 \text{ kN/m}^3$$

$$H_r = \text{kedalaman air rata-rata (m)} = 0.5 \text{ m}$$

$$B_p = \text{lebar pier yang ditinjau (m)}$$

$$K_h = 0.1715$$

$$I = 1.0$$

9.1. TEKANAN AIR AKIBAT GEMPA ARAH X (MEMANJANG JEMBATAN)

Lebar Pier arah memanjang jembatan, $B_p = b_5 = 11.1 \text{ m}$

Tekanan air lateral,

$$T_{EF} = 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r^2$$

$$= 0.58 \times 0.2205 \times 1 \times 9.8 \times 13 \times 0.5^2$$

$$= 4.0732965 \text{ kN}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EF} = H_r/2 + h_2 = 1.75 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air,

$$M_{EQ} = T_{EF} \times Y_{EF} = 4.0732965 \text{ kN} \times 1.75 \text{ m} = 7.128268875 \text{ kNm}$$

9.2. TEKANAN AIR AKIBAT GEMPA ARAH Y (MEMANJANG JEMBATAN)

Lebar Pier arah melintang jembatan, $B_p = h = 0.8 \text{ m}$

Tekanan air lateral,

$$\begin{aligned} T_{EQ} &= 0.58 \times K_h \times I \times W_w \times B_p \times H_r^2 \\ &= 0.58 \times 0.2205 \times 1 \times 9.8 \times 2.75 \times 0.5^2 \\ &= 0.861658875 \text{ kN} \end{aligned}$$

Lengan terhadap pondasi,

$$Y_{EQ} = H_r/2 + h_2 = 1.75 \text{ m}$$

Momen pada pondasi akibat tekanan air,

$$M_{EQ} = T_{EQ} \times Y_{EQ} = 0.861658875 \text{ kN} \times 1.75 \text{ m} = 1.507903031 \text{ kNm}$$

5.2.3. Kombinasi Beban Kerja Pada Pilar

Tabel 5. 51. Rekap Beban Kerja pada Pilar

No	Aksi / Beban	Kode	Vertikal	Horisontal		Momen	
			P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	6485.05				
2	Beb. mati tambahan	MA	622.69				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	2359.81				
5	Beban pedestrian	TP	189.00				
6	Gaya rem	TB		150.00		495.00	
	Aksi Lingkungan						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		352.80
8	Beban angin	EW	45.360	17.92	108.53	13.44	339.15
9	Beban gempa	EQ		2484.51	2484.51	6808.81	6808.81
10	Tekanan air gempa	EQ		4.07	0.86	7.13	1.51

Tabel 5. 52. Kombinasi 1

KOMBINASI - 1			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	6485.05				
2	Beb. mati tambahan	MA	622.69				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	2359.81				
5	Beban pedestrian	TP	189.00				
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			9656.55	0	0	0	0

Tabel 5. 53.Kombinasi 2

KOMBINASI - 2			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	6485.05				
2	Beb. mati tambahan	MA	622.69				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	2359.81				
5	Beban pedestrian	TP	189.00				
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		352.80
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			10401.75		470.40		352.80

Tabel 5. 54. Kombinasi 3

KOMBINASI - 3			Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	6485.05				
2	Beb. mati tambahan	MA	622.69				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD	2359.81				
5	Beban pedestrian	TP	189.00				
6	Gaya rem	TB		150.00		495.00	
	Aksi Lingkungan						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF			470.40		352.80
8	Beban angin	EW	45.36	17.92	108.53	13.44	339.15
9	Beban gempa	EQ					
10	Tekanan air gempa	EQ					
			9701.9	167.9	578.9	508.4	691.9

Tabel 5. 55. Kombinasi 4

KOMBINASI - 4			Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap						
1	Berat sendiri	MS	6485.05				
2	Beb. mati tambahan	MA	622.69				
	Beban Lalu-lintas						
4	Beban lajur "D"	TD					
5	Beban pedestrian	TP					
6	Gaya rem	TB					
	Aksi Lingkungan						
7	Hanyutan/Tumbukan	EF					
8	Beban angin	EW					
9	Beban gempa	EQ		2484.51	2484.51	6808.81	6808.81
10	Tekanan air gempa	EQ		4.07	0.86	7.13	1.51
			7107.74	2488.58	2485.37	6815.94	6810.32

5.2.4. Perhitungan Pondasi Pilar

5.2.4.1. Perhitungan Tiang Pancang Pilar

Analisa perhitungan tiang pancang berdasarkan **Mekanika Teknik & Teknik Pondasi – 1990, Judul Asli Soil Mechanics And Foundation Engineering.**

- Data Tiang Pancang

Diameter Tiang Pancang, D_p	= 0.6 m
Tebal Tiang Pancang, b_p	= 0.12 m
Keliling Tiang, $U_p = \pi \times D_p$	= 1.885 m
Luas Total Tiang, $A = \frac{1}{4} \times \pi \times D_p^2$	= 0.283 m ²
Berat Jenis Beton	= 2400 kg/m ³
Berat Tiang, $A \times \text{Berat jenis beton}$	= 434.293 kg/m'
Momen Inersia, $I = (p \times D^4)/64$	= 0.005537246 m ⁴

- Modulus Elastisitas, $E = Wc1,5 \times 0,043 \times \sqrt{600 \text{ kg/cm}^2}$
- E = 123840
- Kuat tekan beton, f_c' = 600 kg/cm²
- Allowable Axial = 252.7 Ton
- Bending Momen Crack = 17 Tm
- Bending Momen Ultimate = 25.5 Tm
- Kelas = A1

Untuk menghitung kekuatan tiang pancang dibutuhkan kan data tanah dengan menggunakan SPT. Dari dari data SPT yang didapat maka dapat ditentukan kedalaman untuk tiang pancang. Data yang digunakan dari tabel SPT yang sudah diolah diambil data dengan kedalaman yang ditentukan ($N > 50$) maka diambil data pada kedalaman 11 meter dengan pengambilan data setiap 2 meter, diperoleh data sebagai berikut :

Data Kedalaman 11 meter

Jenis Tanah = Sand (Pasir) $N_{rata2} = 47$

f_i	= 9.4	t/m ²
$f_i \times l_i$	= 18.8	t/m
$S(f_i \times l_i)$	= 66.4	t/m
P. friction, R_f	= 125.16	ton
P.bearing, R_t	= 186.04	ton
P. Total, R_u	= 311.20	ton Pall Comp
SF	= 2	= 1556.031 ton
SF	= 3	= 1556.031 ton
SF	= 5	= 622.412 ton
Jenis Tanah, t/N	= 0.234042553	ton

- Daya Dukung Aksial Pondasi Tiang

- i. Gaya Geser Maksimum Dinding Tiang (R_f)

$$\begin{aligned}
 S(f_i \times l_i) &= 66.40 \text{ t/m maka,} \\
 R_f &= U_p \times (S(f_i \times l_i)) \\
 &= 1.885 \text{ m} \times 66.40 \text{ t/m} \\
 &= 125.161 \text{ Ton}
 \end{aligned}$$

- j. Daya Dukung Pada Ujung Tiang Pancang (R_t)

$$\begin{aligned}
 I &= 1,2 \text{ m} \\
 &\text{(Panjang penetrasi tiang sampai lapisan pendukung)} \\
 D &= 0,6 \text{ m (Diameter ujung tiang)} \\
 I/D &= 2 \\
 N_1 &= 47 \text{ (Nilai N-SPT Ujung Tiang)} \\
 N_2 &= 55 \text{ (Nilai N-SPT rata-rata 4D dr ujung tiang)}
 \end{aligned}$$

$$N = \frac{N_1 + N_2}{2}$$

$$N = \frac{47 + 55}{2}$$

$$N = 51$$

$$Q_d/N = 14$$

$$q_d = \frac{Q_d}{N} \times N$$

$$= 14 \times 51$$

$$= 714 \text{ t/m}^2$$

$$R_t = q_d \times A$$

$$= 714 \text{ t/m}^2 \times 0.283 \text{ m}^2$$

$$= 201.88 \text{ Ton}$$

k. Daya Dukung Ultimate Tiang (R_u)

$$R_u = R_f + R_t$$

$$= 125.16 \text{ Ton} + 201.88 \text{ Ton}$$

$$= 327.04 \text{ Ton}$$

Kontrol ,

$$R_t < 2 \times \text{Allowable axial}$$

$$327.04 \text{ Ton} < 505.4 \text{ Ton}$$

l. Daya Dukung Ijin Tiang (R_a)

$$N = \frac{R_u}{SF} - W_p$$

$$N = \frac{327.04}{3} - 4.78$$

$$N = 105 \text{ Ton/tiang}$$

Keterangan:

$$SF = 3$$

$$Wp = 4.78 \text{ Ton/tiang (berat per titik tiang)}$$

$$L(\text{netto}) = 11.00 \text{ m (panjang total tiang)}$$

$$Wt = 0.43429 \text{ Ton/m (berat tiang/m)}$$

Daya dukung tiang beban sementara ($Ra_{(S)}$) :

$$Ra(S) = Ra \times 150\%$$

$$Ra(S) = 105 \times 150\% \\ = 157.5 \text{ Ton/tiang}$$

- Kapasitas Daya Dukung Horizontal Pondasi Tiang Pancang

- o. Ketentuan

$$\text{Tiang menonjol diatas tanah dasar (h)} = 9 \text{ m}$$

Nilai N-SPT -2,0m dibawah muka tanah dasar diambil

$$\text{nilai N-SPT minimal} = 9.50$$

$$\text{Diameter tiang, diperhitungkan} = 60 \text{ cm}$$

$$\text{Mutu Baja, } f_y = 390 \text{ Mpa}$$

$$\text{Modulus Elastisitas Beton (E)} = 257429.602$$

$$\text{Momen Inersia Tiang (I)} = p/64 D^4 = 553724.555 \text{ cm}^4$$

- p. Koefisien Reaksi Tanah Dasar (k)

$$k = 0,2 \times E_o \times D^{-0,75} \times Y^{-0,5}$$

- q. Koefisien Elastisitas Tanah

$$E_o = 28 \times N = 266$$

$$N = 9.50$$

r. Deformasi Tiang didasar PileCap (y)

$$y = 2.5 \text{ cm, (Deformasi horizontal ijin)}$$

$$k = 1.56073148 \text{ kg/cm}^3$$

$$b = (kD/(4EI))^{0.25} = 0.003579866 \text{ cm}^{-1}$$

s. Virtual Fixity Point (lm)

$$L_m = 1/b \tan^{-1} 1/b.h = 438.785 \text{ cm} = 4.387 \text{ m}$$

t. Daya Dukung Gaya Horizontal Tiang Tegak (H_a), untuk Pergeseran sebesar "Y"

$$H_a = (k.D.y)/b = 65.396 \text{ Ton/tiang}$$

$$SF = 3$$

$$\text{Jadi gaya horizontal ijin tiang } (H_a) = 21.8 \text{ Ton/tiang}$$

u. Daya Dukung Momen Lentur pada Kepala Tiang (M_a)

$$M_a = H_a/2b = 30.45 \text{ Ton-m/tiang}$$

- Kapasitas Cabut Tiang Pancang Kelompok

$$R_f = U_p \times S (f_i \times t) = 66.40 \text{ Ton} \times 1.885 \text{ m} = 125.16 \text{ t/m}$$

$$U_p = 1.885 \text{ m}$$

$$SF = 3$$

$$W_p = 4.777 \text{ ton/tiang}$$

$$R_c = R_f/SF + W_p = 47 \text{ Ton/tiang}$$

$$\text{Jadi Kapasitas cabut tiang } (R_c) = 47 \text{ Ton/tiang}$$

Kapasitas Cabut Tiang untuk beban sementara ($R_a(s)$) :

$$R_a(S) = R_c \times 150\%$$

$$R_a(S) = 70.50 \text{ Ton/tiang}$$

- Daya Dukung Tiang Pancang Kelompok

Pondasi tiang pancang direncanakan $D = 60 \text{ cm}$

Jarak dari as ke as antar tiang pancang direncanakan seperti perhitungan dibawah ini :

Untuk jarak antar tiang pancang : $2.5 D \leq S \leq 3 D$

dimana,

S = jarak antar tiang pancang

S_1 = jarak tiang pancang ke tepi

Sehingga didapat,

$$2.5 (60 \text{ cm}) \leq S \leq 3 (60 \text{ cm})$$

$$150 \text{ cm} \leq S \leq 180 \text{ cm}$$

Untuk jarak pancang ke tepi : $1.5 D \leq S_1 \leq 2.5 D$

$$1.5 (60 \text{ m}) \leq S_1 \leq 2 (60 \text{ cm})$$

$$90 \text{ cm} \leq S_1 \leq 150 \text{ cm}$$

Maka dipakai , $S = 175 \text{ cm}$

$S_1 = 125 \text{ cm}$

- Efisiensi Tiang Pancang

(Converse Labarre)

$$\eta = 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right)$$

dimana,

S = Jarak Tiang Pancang =

m = jumlah tiang pancang dalam 1 baris = 7

n = Jumlah baris tiang pancang = 2

Maka,

$$\begin{aligned}\eta &= 1 - \left(\frac{\arctan(D/S)}{90^\circ} \right) \left(2 - \frac{1}{m} - \frac{1}{n} \right) \\ &= 1 - \left(\frac{\arctan(0.34)}{90^\circ} \right) (1.357) \\ &= 0.7146\end{aligned}$$

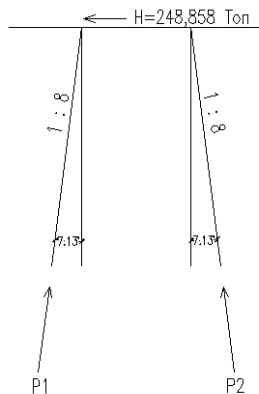
Maka, DD tiang pancang kelompok adalah:

$$\begin{aligned}Q_{L(\text{group})} &= Q_{L(1\text{Tiang})} \times n \times \eta \\ &= 105.0 \times 14 \times 0.7146 \\ &= 1050.503715 \text{ Ton} \\ &= 10505.03715 \text{ kN}\end{aligned}$$

Perhitungan beban aksial maksimum pada pondasi kelompok
Raksi kombinasi (V_u) = 9701.91 kN

kontrol, $Q_{L(\text{GROUP})} > P$
10505.03715 kN > 9701.91kN (OK)

- Kontrol tiang pancang miring (Batter Pile)



Gambar 5. 48. Distribusi gaya pada tiang pancang Pilar

Gaya horizontal yang terjadi pada abutmen = 248.8585 Ton

Daya dukung vertikal yang diizinkan sebesar = 157.5 Ton

Tiang pancang direncanakan sebanyak 14 buah dengan perincian P1 sebanyak 7 titik pancang, dan P2 sebanyak 7 titik pancang.

Jadi untuk menahan gaya horizontal yang terjadi sebesar $H = 255.059$ Ton. Digunakan tiang pancang miring dengan perbandingan kemiringan 1:8 dengan perhitungan :

$$P_1H = 157.5 \text{ Ton} \times \tan 7.13^\circ \times 7 \text{ titik} = 137.909 \text{ Ton}$$

$$P_2H = 157.5 \text{ Ton} \times \tan 7.13^\circ \times 7 \text{ titik} = 137.909 \text{ Ton}$$

$$\text{Total PH} = 137.909 \text{ Ton} + 137.909 \text{ Ton} = 275.819 \text{ Ton}$$

Kontrol

$$\text{Total PH} \geq T_x \text{ Maks abutment}$$

$$275.819 \text{ Ton} > 248.8585 \text{ Ton} \quad (\text{OK})$$

- Rekapitulasi Kombinasi Tegangan kerja

Tabel 5. 56.Rekapitulasi Kombinasi Tegangan Kerja Pilar

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T_x (kN)	T_y (kN)	M_x (kNm)	M_y (kNm)
1	KOMBINASI-1	9656.548	0.000	0.000	0.000	0.000
2	KOMBINASI-2	9656.548	0.000	470.400	0.000	352.800
3	KOMBINASI-3	9701.908	167.916	578.927	508.437	691.948
4	KOMBINASI-4	7107.736	2488.585	2485.373	6815.940	6810.320

- Repetisi Beban-beban Diatas Tiang Kelompok

Bila diatas tiang-tiang dalam kelompok yang disatukan oleh sebuah kepala tiang (poer) bekerja beban-beban vertikal (V), horizontal (H), dan momen (M), maka besarnya beban vertikal ekivalen (Pv) yang bekerja pada sebuah tiang adalah:

$$P = \frac{V}{n} \pm \frac{M_y \cdot x}{\sum X^2} \pm \frac{M_x \cdot y}{\sum Y^2}$$

dimana,

V = Beban vertikal dari kolom

n = Banyak tiang dalam 1 group

Mx = Momen terhadap sumbu X

My = Momen terhadap sumbu Y

Xmax = Absis terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

Ymax = Koordinat terjauh terhadap titik berat kelompok tiang

$\sum X$ = Jumlah dari kuadrat absis tiap tiang terhadap garis netral group

$\sum Y$ = Jumlah dari kuadrat koordinat tiap tiang terhadap garis netral group

Jumlah tiang pancang yang dipakai = 14

Tabel 5. 57. Kombinasi 1 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 1				
					Pv	My	Mx		
					9656.55	0	0		
					Pv/n	$M_y.X/(\sum x^2)$	$M_x.Y/(\sum y^2)$	Pmax	Pmin
1	-0.65	5.25	0.4225	27.5625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
2	0.65	5.25	0.4225	27.5625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
3	-0.65	3.5	0.4225	12.25	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
4	0.65	3.5	0.4225	12.25	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
5	-0.65	1.75	0.4225	3.0625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
6	0.65	1.75	0.4225	3.0625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
7	-0.65	0	0.4225	0	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
8	0.65	0	0.4225	0	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
9	-0.65	-1.75	0.4225	3.0625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
10	0.65	-1.75	0.4225	3.0625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
11	-0.65	-3.5	0.4225	12.25	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
12	0.65	-3.5	0.4225	12.25	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
13	-0.65	-5.25	0.4225	27.5625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
14	0.65	-5.25	0.4225	27.5625	689.753	0.000	0.000	689.753	689.753
					MAX			689.753	689.753
Jumlah	0.65	-5.4	5.915	171.5	MIN			689.753	689.7535

Tabel 5. 58..Kombinasi 2 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 2				
					Pv	My	Mx		
					9656.55	352.80	0		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.65	5.25	0.4225	27.5625	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
2	0.65	5.25	0.4225	27.5625	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
3	-0.65	3.5	0.4225	12.25	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
4	0.65	3.5	0.4225	12.25	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
5	-0.65	1.75	0.4225	3.0625	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
6	0.65	1.75	0.4225	3.0625	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
7	-0.65	0	0.4225	0	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
8	0.65	0	0.4225	0	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
9	-0.65	-1.75	0.4225	3.0625	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
10	0.65	-1.75	0.4225	3.0625	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
11	-0.65	-3.5	0.4225	12.25	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
12	0.65	-3.5	0.4225	12.25	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
13	-0.65	-5.25	0.4225	27.5625	689.753	-38.769	0.000	650.984	728.523
14	0.65	-5.25	0.4225	27.5625	689.753	38.769	0.000	728.523	650.984
					MAX			728.523	728.523
Jumlah	0.65	-5.4	5.915	171.5	MIN			650.9842	650.9842

Tabel 5. 59. Kombinasi 3 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 3				
					Pv	My	Mx		
					9701.90841	691.9479492	508.4367188		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.65	5.25	0.4225	27.5625	692.993	-76.038	15.564	632.520	753.467
2	0.65	5.25	0.4225	27.5625	692.993	76.038	15.564	784.596	601.391
3	-0.65	3.5	0.4225	12.25	692.993	-76.038	10.376	627.331	758.655
4	0.65	3.5	0.4225	12.25	692.993	76.038	10.376	779.408	606.579
5	-0.65	1.75	0.4225	3.0625	692.993	-76.038	5.188	622.143	763.844
6	0.65	1.75	0.4225	3.0625	692.993	76.038	5.188	774.220	611.767
7	-0.65	0	0.4225	0	692.993	-76.038	0.000	616.955	769.032
8	0.65	0	0.4225	0	692.993	76.038	0.000	769.032	616.955
9	-0.65	-1.75	0.4225	3.0625	692.993	-76.038	-5.188	611.767	774.220
10	0.65	-1.75	0.4225	3.0625	692.993	76.038	-5.188	763.844	622.143
11	-0.65	-3.5	0.4225	12.25	692.993	-76.038	-10.376	606.579	779.408
12	0.65	-3.5	0.4225	12.25	692.993	76.038	-10.376	758.655	627.331
13	-0.65	-5.25	0.4225	27.5625	692.993	-76.038	-15.564	601.391	784.596
14	0.65	-5.25	0.4225	27.5625	692.993	76.038	-15.564	753.467	632.520
					MAX			784.596	784.596
Jumlah	0.65	-5.4	5.915	171.5	MIN			601.3908	601.3908

Tabel 5. 60.Kombinasi 4 Beban Tegangan pada Tiang Pancang Pilar

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 4				
					Pv	My	Mx		
					7107.74	6810.32	6815.94		
					Pv/n	My.X/(Σx^2)	Mx.Y/(Σy^2)	Pmax	Pmin
					kN	kN	kN	kN	kN
1	-0.65	5.25	0.4225	27.5625	507.695	-748.387	208.651	-32.040	1047.431
2	0.65	5.25	0.4225	27.5625	507.695	748.387	208.651	1464.733	-449.343
3	-0.65	3.5	0.4225	12.25	507.695	-748.387	139.101	-101.591	1116.981
4	0.65	3.5	0.4225	12.25	507.695	748.387	139.101	1395.183	-379.792
5	-0.65	1.75	0.4225	3.0625	507.695	-748.387	69.550	-171.141	1186.532
6	0.65	1.75	0.4225	3.0625	507.695	748.387	69.550	1325.633	-310.242
7	-0.65	0	0.4225	0	507.695	-748.387	0.000	-240.691	1256.082
8	0.65	0	0.4225	0	507.695	748.387	0.000	1256.082	-240.691
9	-0.65	-1.75	0.4225	3.0625	507.695	-748.387	-69.550	-310.242	1325.633
10	0.65	-1.75	0.4225	3.0625	507.695	748.387	-69.550	1186.532	-171.141
11	-0.65	-3.5	0.4225	12.25	507.695	-748.387	-139.101	-379.792	1395.183
12	0.65	-3.5	0.4225	12.25	507.695	748.387	-139.101	1116.981	-101.591
13	-0.65	-5.25	0.4225	27.5625	507.695	-748.387	-208.651	-449.343	1464.733
14	0.65	-5.25	0.4225	27.5625	507.695	748.387	-208.651	1047.431	-32.040
					MAX			1464.733	1464.733
Jumlah	0.65	-5.4	5.915	171.5	MIN			-449.3426	-449.3426

- Kontrol Beban Maksimum 1 Tiang (P_{max})

Beban maksimum yang bekerja pada satu tiang dalam tiang kelompok dihitung berdasarkan gaya aksial dan momen yang bekerja pada tiang

Momen pada tiang dapat menyebabkan gaya tekan atau tarik pada tiang, namun yang diperhitungkan hanya gaya tekan karena gaya tarik dianggap lebih kecil dari beban gravitasi struktur, sehingga berlaku persamaan:

Beban Tetap

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 tiang}} \\ 784.60 \text{ kN} & < 1050 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

Beban Sementara

$$\begin{array}{ll} P_{max} & \leq Q_{ijin \text{ 1 Tiang}} \\ 1464.73 \text{ kN} & < 1575 \text{ kN} \quad (\text{OK}) \end{array}$$

5.2.4.5. Perhitungan Poer Pilar (Pile Cap)

Perhitungan analisis poer berdasarkan pembebanan dalam keadaan batas (ultimate). Beban yang boleh dihitung dari beban P yang terjadi pada tiang pancang, berikut ini kombinasi ultimate dari pile cap pilar :

Tabel 5. 61.Kombinasi 1 Beban ultimate Pile Cap Pilar

KOMBINASI - 1				Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	8430.56				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	1245.38				
	Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1.25	2949.77				
5	Beban pedestrian	TP	1.8	340.20				
6	Gaya rem	TB	1.8					
	Aksi Lingkungan							
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	2					
8	Beban angin	EW	1.2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa	EQ	1					
				12965.90	0	0	0	0

Tabel 5. 62.Kombinasi 2 Beban ultimate Pile Cap Pilar

KOMBINASI - 2				Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode	faktor beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	8430.56				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	1245.38				
	Beban Lalu-lintas							

4	Beban lajur "D"	TD	1.25	2949.77				
5	Beban pedestrian	TP	1.8	340.20				
6	Gaya rem	TB	1.8					
	Aksi Lingkungan							
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	2			940.80		705.60
8	Beban angin	EW	1.2					
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa	EQ	1					
				12965.90		940.80		705.60

Tabel 5. 63.Kombinasi 3 Beban ultimate Pile Cap Pilar

KOMBINASI - 3				Vertikal	Horisontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	8430.56				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	1245.38				
	Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1.25	2949.77				
5	Beban pedestrian	TP	1.8	340.20				
6	Gaya rem	TB	1.8		270.00		891.00	
	Aksi Lingkungan							
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	2			940.80		705.60
8	Beban angin	EW	1.2	54.43	21.50	130.23	16.12	406.98
9	Beban gempa	EQ	1					
10	Tekanan air gempa	EQ	1					
				13020.3	291.5	1071.0	907.1	1112.6

Tabel 5. 64.Kombinasi 5 Beban ultimate Pile Cap Pilar

KOMBINASI - 4				Vertikal	Horizontal		Momen	
No	Aksi / Beban	Kode		P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
	Aksi Tetap							
1	Berat sendiri	MS	1.3	8430.56				
2	Beb. mati tambahan	MA	2	1245.38				
	Beban Lalu-lintas							
4	Beban lajur "D"	TD	1.25					
5	Beban pedestrian	TP	1.8					
6	Gaya rem	TB	1.8					
	Aksi Lingkungan							
7	Hanyutan/Tumbukan	EF	2					
8	Beban angin	EW	1.2					
9	Beban gempa	EQ	1		2484.51	2484.51	6808.81	6808.81
10	Tekanan air gempa	EQ	1		4.07	0.86	7.13	1.51
				9675.94	2488.58	2485.37	6815.94	6810.32

Rekap kombinasi ultimate untuk Pile Cap Abutment

Tabel 5. 65.Rekap Kombinasi Ultimate untuk Pile Cap Pilar

No	Kombinasi Beban	P (kN)	T _x (kN)	T _y (kN)	M _x (kNm)	M _y (kNm)
1	KOMBINASI-1	12965.90	0.00	0.00	0.00	0.00
2	KOMBINASI-2	12965.90	0.00	940.80	0.00	705.60
3	KOMBINASI-3	13020.34	291.50	1071.03	907.12	1112.58
4	KOMBINASI-4	9675.94	2488.58	2485.37	6815.94	6810.32

Tabel 5. 66.Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Pilar

No	x (m)	y (m)	x^2 (m ²)	y^2 (m ²)	Kombinasi 1		Kombinasi 2	
					$P_v/n + \frac{M_y.X}{(\sum x^2)} + \frac{M_x.Y}{(\sum y^2)}$	$P_v/n - \frac{M_y.X}{(\sum x^2)} - \frac{M_x.Y}{(\sum y^2)}$	$P_v/n + \frac{M_y.X}{(\sum x^2)} + \frac{M_x.Y}{(\sum y^2)}$	$P_v/n - \frac{M_y.X}{(\sum x^2)} - \frac{M_x.Y}{(\sum y^2)}$
					Pmax	Pmin	Pmax	Pmin
							kN	kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	926.136	926.136	858.936	993.336
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	926.136	926.136	993.336	858.936
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	926.136	926.136	858.936	993.336
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	926.136	926.136	993.336	858.936
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	926.136	926.136	858.936	993.336
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	926.136	926.136	993.336	858.936
7	-0.75	0	0.5625	0	926.136	926.136	858.936	993.336
8	0.75	0	0.5625	0	926.136	926.136	993.336	858.936
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	926.136	926.136	858.936	993.336
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	926.136	926.136	993.336	858.936
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	926.136	926.136	858.936	993.336
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	926.136	926.136	993.336	858.936
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	926.136	926.136	858.936	993.336
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	926.136	926.136	993.336	858.936
					926.136	926.136	993.336	993.336
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	926.136	926.1360	858.9360	858.9360

Tabel 5. 67.Beban Ultimate yang diterima Satu Tiang Pancang pada Pilar

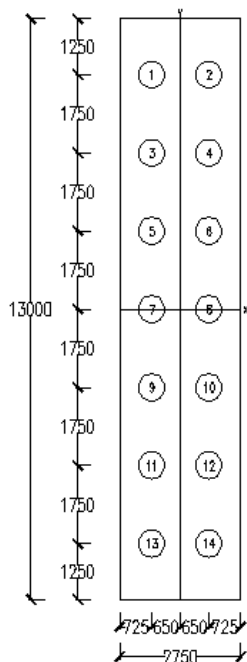
No	x (m)	y (m)	x ² (m ²)	y ² (m ²)	Kombinasi 3		Kombinasi 4	
					Pv/n + My.X/(Σx ²) + Mx.Y/(Σy ²)	Pv/n - My.X/(Σx ²) - Mx.Y/(Σy ²)	Pv/n + My.X/(Σx ²) + Mx.Y/(Σy ²)	Pv/n - My.X/(Σx ²) - Mx.Y/(Σy ²)
					Pmax kN	Pmin kN	Pmax kN	Pmin kN
1	-0.75	5.25	0.5625	27.5625	851.833	1008.215	251.188	1131.089
2	0.75	5.25	0.5625	27.5625	1063.753	796.295	1548.392	-166.115
3	-0.75	3.5	0.5625	12.25	842.577	1017.471	181.637	1200.639
4	0.75	3.5	0.5625	12.25	1054.496	805.551	1478.841	-96.564
5	-0.75	1.75	0.5625	3.0625	833.321	1026.727	112.087	1270.190
6	0.75	1.75	0.5625	3.0625	1045.240	814.808	1409.291	-27.014
7	-0.75	0	0.5625	0	824.064	1035.984	42.537	1339.740
8	0.75	0	0.5625	0	1035.984	824.064	1339.740	42.537
9	-0.75	-1.75	0.5625	3.0625	814.808	1045.240	-27.014	1409.291
10	0.75	-1.75	0.5625	3.0625	1026.727	833.321	1270.190	112.087
11	-0.75	-3.5	0.5625	12.25	805.551	1054.496	-96.564	1478.841
12	0.75	-3.5	0.5625	12.25	1017.471	842.577	1200.639	181.637
13	-0.75	-5.25	0.5625	27.5625	796.295	1063.753	-166.115	1548.392
14	0.75	-5.25	0.5625	27.5625	1008.215	851.833	1131.089	251.188
					1063.753	1063.753	1548.392	1548.392
Jumlah	0.75	-5.4	7.875	171.5	796.2951	796.2951	-166.1147	-166.1147

5.2.4.5.2. Perhitungan Penulangan Poer Pilar

Perhitungan penulangan poer Pilar didasarkan pada gaya – gaya dan momen yang terjadi pada tiang pancang dan berat sendiri bangunan

Data – data Perencanaan

Lebar (B)	=	2750	mm
Panjang (L)	=	13000	mm
Tinggi (H)	=	800	mm
Lebar yang ditinjau arah x	=	1300	mm
Lebar yang arah x	=	1750	mm
f_c'	=	30	MPa
f_y	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul. Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	50	mm
b	=	1000	mm
d	=	1423	mm
Kcr	=	0.75	



Gambar 5. 49. Konfigurasi Tiang Pancang Pilar

$$\beta_1 = 0.85 \dots (0 < f_c' \leq 30 \text{ MPa})$$

$$\rho_b = 0.034$$

- Tulangan Lentur Arah Y

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= p \times l \times t \text{ BV} \times \text{KuMS} \\ &= 1.5 \text{ m} \times 1.75 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 \\ &= 117.3046875 \text{ kN}\end{aligned}$$

Reaksi ultimate tiang

$$\text{Pu tiang} = 1548.39 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Mq} + \text{Mp} \\ &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_l) + (\text{Pu tiang} \times L) \\ &= (-117.30 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 1.5 \text{ m}) + (1548.39 \text{ kN} \times 0.75 \text{ m}) \\ &= 1080.646 \text{ kNm tiap } 1.75 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\text{Mu} = 617.512 \text{ kNm tiap } 1 \text{ m}$$

$$\text{Mu} = 617512382.5 \text{ Nmm/m'}$$

Penulangan Lentur

$$\text{M}^* = \frac{\text{Mu}}{\text{Kcr}} = \frac{617512382.5}{0.75} = 823349843.364$$

$$\frac{\text{M}^*}{b \times d^2} = \frac{823349843.364}{1000 \times 1423^2} = 0.407 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.033683 = 0.025\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0,407 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0,001406$$

Pakai $\frac{4}{3} \rho = 1,3333 \times 0,001406 = 0,00187$

$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$
 $= 0,00187 \times 1000 \times 1423 = 2666,735 \text{ mm}^2$

$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{2666,735}$
 $= 146,391 \text{ mm}$

$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$

$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{100}$
 $= 3799,400 \text{ mm}^2$

Di pasang tulangan D22 - 100 ($A_s \text{ pasang} = 3799,400 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Lentur Arah X

$$\begin{aligned}\text{Berat pilecap} &= p \times l \times t \text{ BV} \times \text{KuMS} \\ &= 6.5 \text{ m} \times 1.3 \text{ m} \times 1.5 \text{ m} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times 1.3 \\ &= 411.9375 \text{ kN}\end{aligned}$$

Reaksi ultimate tiang

$$\text{Pu tiang} = 1548.39 \text{ kN}$$

Momen yang terjadi :

$$\begin{aligned}\text{Mu} &= \text{Mq} + \text{Mp} \\ &= (-q_u \times \frac{1}{2} \times b_l) + (\text{Pu tiang} \times L) \\ &= (-411.93 \text{ kN} \times \frac{1}{2} \times 6.5 \text{ m}) + (1548.39 \text{ kN} \times 0.75 \text{ m}) \\ &= -332.342 \text{ kNm tiap } 1.3 \text{ m}\end{aligned}$$

Maka untuk mencari momen tiap satu meternya didapat:

$$\text{Mu} = -255.6479886 \text{ kNm tiap } 1 \text{ m}$$

$$\text{Mu} = -255647988.6 \text{ Nmm/m'}$$

Penulangan Lentur

$$\text{M}^* = \frac{\text{Mu}}{\text{Kcr}} = \frac{2556479886}{0.75} = 489767928.358$$

$$\frac{\text{M}^*}{b \times d^2} = \frac{14780990237.6348}{1000 \times 1426^2} = 0.168 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0.85 \times f_c'} = \frac{390}{0.85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0.85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned}\rho_{\max} &= 0.75 \times \rho_b \\ &= 0.75 \times 0.033683 = 0.025\end{aligned}$$

$$\rho = \frac{K_{cr}.f_y - \sqrt{2,4.K_{cr} \left(\frac{M^*}{b.d^2} \right) \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2K_{cr} \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}$$

$$= \frac{0,75.390 - \sqrt{2,4.0,75.0.168 \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2.0,75 \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0.00058$$

Pakai $\frac{4}{3}\rho = 1.3333 \times 0.00058 = 0.00077$

$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$
 $= 0.00077 \times 1000 \times 726 = 1094.533 \text{ mm}^2$

$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{1094.533}$
 $= 183.603 \text{ mm}$

$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$

$A_s \text{ pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{150}$
 $= 2009.600 \text{ mm}^2$

Di pasang tulangan D16 - 150 ($A_s \text{ pasang} = 2009.600 \text{ mm}^2$)

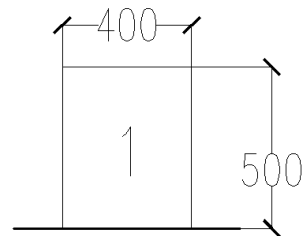
5.2.5. Penulangan pada Pilar

Perhitungan penulangan pada pilar didasarkan pada pembebanan dalam keadaan batas (*ultimate*). Berikut dibawah ini bagian – bagian dari abutment yang dihitung penulangannya.

5.2.5.1. Longitudinal Stopper 1

Analisis pembebanan longitudinal stopper 1 ditunjukkan dengan beban yang ada yaitu beban rem dan beban gempa. Perhitungan gaya – gaya yang bekerja akan ditunjukkan pada **Tabel 5.67** dimana beban – beban tersebut akan dikalikan dengan faktor beban batas. Factor untuk beban mati adalah 1,3, faktor untuk beban hidup adalah 2, factor untuk beban tekanan lateral adalah 1,25 dan skala faktor gempa adalah 1 ditunjukkan pada **gambar 5.39**

Lebar (B)	= 0,4	m
Panjang (By)	= 13	m
Tinggi (H)	= 0,5	m



Gambar 5. 50. Pembebanan Longitudinal Stopper 1

- **Beban Gempa**

Beban Gempa dihitung berdasarkan berat sendiri pada masing – masing bagian yang terkena gaya gempa, perhitungan berdasarkan **RSNI GEMPA JEMBATAN 2013**, beban gempa yang berpengaruh pada Longitudinal Stopper 1 adalah

1. **Beban Gempa Bagian 1**

$$E_{Q1} = \frac{C_{sm}}{R} \times W_{t1}$$

$$E_{Q1} = \frac{1.021428571}{3.5} \times 65.000 \text{ kN}$$

$$E_{Q1} = 18.96938776 \text{ kN}$$

Tabel 5. 68.Perhitungan gaya dan momen Longitudinal Stopper 1

Gaya Yang Bekerja (kN/m')	1.3DL + 2LL + 1.25Ta + EQ						
	Vu(kN)	Hu (kN/m')	Eu (kN)	Lengan x (m)	Lengan y (m)	Mu x (kNm/m')	Mu y (kNm/m')
Rem (kiri)	75.000	93.750			0.717	0.000	67.219
Rem (kanan)	75.000	93.750			-0.717		-67.219
Beban Gempa 1	18.969		18.969		0.250	0.000	4.742
	0.000	187.500	18.969			0.000	4.742
					Σ Momen	4.742	

Jumlah Momen per satuan momen lari :

$$\Sigma \text{ Momen} = \frac{4.742 \text{ kNm}}{13 \text{ m}} = 0.364795918 \text{ kNm/m'}$$

Untuk penulangan longitudinal stopper 1 dipakai hasil reaksi dari kombinasi 1,3DL + 2LL + 1,25Ta + EQ. Momen yang dipakai perencanaan sebesar 364795.9184 Nmm

- Penulangan**

Data – data Perencanaan

f_c'	=	30	MPa
f_y	=	390	MPa
D. Tul. Lentur (D)	=	22	mm
D. Tul. Pembagi (D)	=	16	mm
Tebal selimut	=	50	mm
b	=	1000	mm
d	=	423	mm
K_{cr}	=	0.75	
β_1	=	0.85.....($0 < f_c' \leq 30 \text{ MPa}$)	
ρ_b	=	0.034	

Penulangan Lentur

$$M^* = \frac{M_u}{K_{cr}} = \frac{364795.9184}{0,75} = 486394.558$$

$$\frac{M^*}{b \times d^2} = \frac{486394.558}{1000 \times 423^2} = 0.003 \text{ N/mm}^2$$

$$m = \frac{f_y}{0,85 \times f_c'} = \frac{390}{0,85 \times 30} = 15.294$$

$$\rho_{\min} = \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0.00359$$

$$\rho_b = \frac{0,85 \times f_c' \times \beta_1}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) = 0.033683$$

$$\begin{aligned} \rho_{\max} &= 0,75 \times \rho_b \\ &= 0,75 \times 0.033683 = 0.025 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \rho &= \frac{K_{cr} \cdot f_y - \sqrt{2,4 \cdot K_{cr} \cdot \left(\frac{M^*}{b \cdot d^2} \right) \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)}}{1,2 K_{cr} \cdot \left(\frac{f_y^2}{f_c'} \right)} \\ &= \frac{0,75 \cdot 390 - \sqrt{2,4 \cdot 0,75 \cdot 0.003 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)}}{1,2 \cdot 0,75 \cdot \left(\frac{390^2}{30} \right)} = 0.00001 \end{aligned}$$

Pakai ρ_{\min}

$$A_s \text{ perlu} = \rho \times b \times d$$

$$= 0.00359 \times 1000 \times 423 = 1518.462 \text{ mm}^2$$

$$S \text{ perlu} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_s \text{ perlu}} = \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{1518.462}$$

$$= 250.214 \text{ mm}$$

$$\text{As pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{s}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \frac{0,25 \times \pi \times 22^2 \times 1000}{200} \\ &= 1899.700 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Di pasang tulangan D22 - 200 (As pasang = 1899.700 mm²)

Penulangan Pembagi

Tulangan bagi (Direncanakan menggunakan D16 mm)

$f_c' = 30 \text{ Mpa}$ $f_y = 390 \text{ Mpa}$

Untuk tulangan bagi sendiri menggunakan 20% dari tulangan lentur.

$$\text{Maka, } A_{s\text{perlu}} = 0,2 \times 1899.700 = 379.940 \text{ mm}^2.$$

$$\begin{aligned} S \text{ perlu} &= \frac{0,25 \times \pi \times D^2 \times b}{A_{s\text{perlu}}} = \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{379.940} \\ &= 528.926 \text{ mm} \end{aligned}$$

$$\text{As pasang} = \frac{0,25 \times \pi \times d^2 \times b}{s}$$

$$\begin{aligned} \text{As pasang} &= \frac{0,25 \times \pi \times 16^2 \times 1000}{200} \\ &= 1004.800 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Di pasang tulangan D16 - 200 (As pasang = 1004.800 mm²)



BAB VI PERLETAKAN

BAB VI

PERLETAKAN

6.2. Dasar Perencanaan

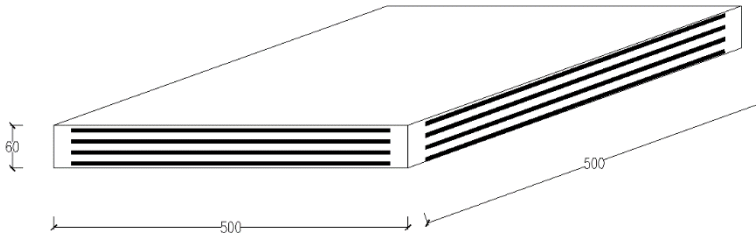
Perletakan elastomer terbuat dari karet alam sintetik dengan kekerasan IHRD (*Intencity Hardness of Durable*). Karet ini memiliki tingkat kekenyalan yang tinggi, bersifat elastis, dan kuat dalam waktu yang cukup lama. Berdasarkan **Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan** yang dikeluarkan oleh Kementrian Pekerjaan Umum dan Perumahan Rakyat, fungsi dari perletakan adalah untuk memikul dan menyalurkan beban dari struktur atas ke struktur bawah tanpa terjadi kerusakan, serta memungkinkan pergerakan baik perpindahan dan atau perputaran, mengekang pergerakan pada salah satu atau dua arah.

Perencanaan dimensi perletakan dan perhitungan perletakan mengacu pada **Pedoman Perancangan Bantalan Elastomer untuk Perletakan Jembatan**. Perletakan elastomer ini diasumsikan sebagai sendi dan rol. Diasumsikan sebagai sendi apabila elastomer terkena beban dan gelagar membentur longitudinal stopper atau saat salah satu elastomer dapat menahan gerakan gelagar.

6.3. Perencanaan Perletakan

Data perencanaan :

Beban Mati, DL	= 606.754	kN
Beban Hidup, LL	= 552.746	kN
Lebar Elastomer, W	= 500	mm
Panjang Elastomer, L	= 500	mm
Tebal, H	= 60	mm
Tebal Lapisan, h_{ri}	= 16	mm
Tebal Lapisan penutup, h_{cover}	= 4	mm
Jumlah Lapisan, n	= 4	mm
Fy, pelat	= 240	Mpa
Modulus Geser, G	= 0.6 Mpa - 1.3 Mpa	
	= 0.6 Mpa	



Gambar 6. 1.Elastomer Bearing Pad

6.3.1. Perhitungan Elastomer

- Faktor Bentuk**

$$S = \frac{A}{I_p \times h_{ri}}$$

$$I_p = 2(L + W)$$

$$A = L \times W$$

Dimana,

- S = Faktor Bentuk
 A = Luas Keseluruhan
 I_p = Keliling Elastomer
 h_{ri} = Ketebalan Efektif karet pada lapisan antara
 I = Panjang efektif keseluruhan Elastomer
 b = Lebar efektif keseluruhan Elastomer

Maka,

$$\begin{aligned}
 I_p &= 2(L+W) \\
 &= 2(500+500) \\
 &= 2000 \text{ mm} \\
 A &= L \times W \\
 &= 500 \times 500 \\
 &= 250000 \text{ mm}^2 \\
 S &= \frac{A}{I_p \times h_{ri}} \\
 &= \frac{250000 \text{ mm}^2}{2000 \text{ mm} \times 16 \text{ mm}} \\
 &= 7,81
 \end{aligned}$$

- Kontrol S untuk bantalan tipe berlapis**
 $4 < S \leq 12$ $= 4 < 7,81 \leq 12$ (OK)

- Cek Tegangan Izin**

$$\begin{aligned}
 \sigma_s &= \frac{P_{DL} + P_{LL}}{A} \\
 &= \frac{606755 + 552746,25}{250000} \\
 &= 4,64 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 \sigma_L &= \frac{P_{LL}}{A} \\
 &= \frac{552746,25}{250000} \\
 &= 2,21 \text{ MPa}
 \end{aligned}$$

Kontrol bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikekang

$$\sigma_s \leq 7,0 \text{ MPa} \quad = 4,64 \text{ MPa} \leq 7,0 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_s \leq 1,0 \text{ GS} \quad = 4,64 \text{ MPa} \leq 4,96 \text{ MPa} (\text{OK})$$

Kontrol Bantalan dengan deformasi geser yang tidak dikekang

$$\sigma_s \leq 7,7 \text{ MPa} \quad = 4,64 \text{ MPa} \leq 7,7 \text{ MPa} \quad (\text{OK})$$

$$\sigma_s \leq 1,1 \text{ GS} \quad = 4,64 \text{ MPa} \leq 5,16 \text{ MPa} (\text{OK})$$

- **Cek Deformasi Geser**

$$\text{Total deformasi geser rencana } (\Delta s) \quad = 100 \text{ mm}$$

$$\text{Deformasi ijin } (2 \times \Delta s) \quad = 200 \text{ mm}$$

Ketebalan total elastomer = hrt = (jumlah tebal lapisan internal + jumlah tebal cover)

$$\text{jumlah tebal lapisan internal} \quad = 16 \text{ mm} \times 12$$

$$= 192 \text{ mm}$$

$$\text{Jumlah tebal cover} \quad = 4 \text{ mm} \times 2$$

$$= 8 \text{ mm}$$

$$\text{hrt} \quad = 192 \text{ mm} + 8 \text{ mm}$$

$$= 200 \text{ mm}$$

- **Kontrol Deformasi**

$$\text{hrt} \geq 2 \Delta s \quad = 200 \text{ mm} \geq 200 \text{ mm} \quad (\text{OK})$$

- **Cek Rotasi**

$$\sigma_s \geq 0,5G.S \left(\frac{L}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$4,64 \text{ MPa} \geq 0,5.0,6.7,81 \left(\frac{500}{16} \right)^2 \frac{(0,005 + 0,005)}{12}$$

$$4,64 \text{ Mpa} \geq 1,91 \text{ MPa} \quad (\text{Ok})$$

$$\sigma_s \geq 0,5G.S \left(\frac{W}{h_{ri}} \right)^2 \frac{\theta_{s,x}}{n}$$

$$4,64 \text{ MPa} \geq 0,5.0,6.7,81 \left(\frac{500}{16} \right)^2 \frac{(0,005 + 0,005)}{12}$$

$$4,64 \text{ Mpa} \geq 1,91 \text{ MPa} \quad (\text{Ok})$$

- **Cek Stabilitas**

$$H \leq \frac{L}{S} = \frac{500}{3} = 166,67 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq 166,67 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

$$H \leq \frac{W}{S} = \frac{500}{3} = 166,67 \text{ mm}$$

$$60 \text{ mm} \leq 166,67 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

$$h_{\text{COVER}} < 0,7 h_{ri} = 0,7 \times 16 \text{ mm} = 11,2 \text{ mm}$$

$$4 \text{ mm} < 11,2 \text{ mm} \quad (\text{Ok})$$

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB VII PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP

BAB VII

PERENCANAAN BANGUNAN PELENGKAP

7.1 Perencanaan Pelat Injak

Pelat injak merupakan konstruksi yang terletak menempel pada abutment, dengan ditumpu pada satu sisi oleh konsol abutment. Fungsi pelat injak adalah untuk memberi bidang datar sebelum memasuki lantai jembatan sehingga dapat meminimalisir kerusakan pada lantai jembatan

7.1.1 Dimensi Pelat Injak

Konstruksi pelat injak jembatan ini direncanakan terbuat dari beton bertulang dengan mutu beton $f_c' = 30$ Mpa dan tulangan uang dipasang adalah tulangan mutu $f_y = 390$ Mpa.

Dimensi permulaan untuk pelat injak pada pondasi sumuran adalah

- Panjang dapat diambil sebesar 3000 mm
- Tebal sebesar 200 mm.

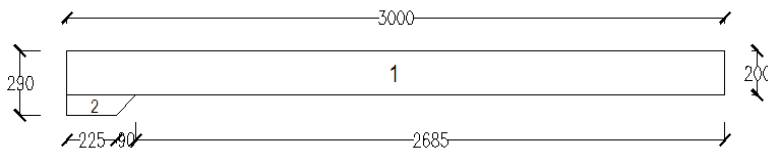
Dimensi dari pelat injak yang direncanakan mempunyai panjang 10,4m, lebar 2,2m dan tebal 0,3m.

Tabel 7. 1.Faktor Beban Pelat Injak

TABEL FAKTOR BEBAN		
Notasi Fakto Beban	Keterangan	Faktor Beban ULS
Berat sendiri	Beton cor ditempat	1.3
Beban mati tambahan	Kasus umum	2
Beban lajur “D”		2
Berat timbunan tanah		1,25

Tabel 7. 2. Berat Bahan Pelat Injak

TABEL BERAT BAHAN		
Bahan Jembatan	Berat Sendiri	Satuan
Beton Bertulang	25	KN/m ³
Berat timbunan tanah	17.2	KN/m ³
Overlay/Aspal	22	KN/m ³



Gambar 7. 1. Dimensi Pelat Injak

Tebal Pelat	= 0.20 m = 200 mm
Panjang (L)	= 3,00 m = 3000 mm
Lebar (B)	= 10,25 m
Tebal Aspal	= 0,07 m
Tebal Aspal+Overlay	= 0,1 m
Tebal Genangan Air Hujan	= 0,05 m
Tebal tinbuanan	= 0,15 m

7.1.2 Analisa Pembebanan

• Berat Sendiri Pelat Injak

Tabel 7. 3. Berat sendiri pelat injak

Segmen	Parameter Bagian (m)			WC (kN/m ³)	Berat (kN)
	h	l	b		
1	0,2	3	10,25	25	153,75
2	0,09	0,315	0,225	10,25	25
Total Berat Sendiri Pelat Injak					165,635

- **Beban Mati Tambahan**

Tabel 7. 4. Beban mati tambahan pelat injak

NO	JENIS	b (m)	h (m)	L (m)	Wc (kN/m ³)	BEBAN (kN)
1	Lap. Aspal + Overlay	10,25	0,1	3	22	67,65
2	Air Hujan	10,25	0,05	3	10	15,375
3	Berat Tanah	10,25	0,15	3	17,2	79,335
TOTAL BERAT Q MA						162,36

- **Beban UDL**

Berdasarkan **RSNI T-02-2005 pasal 6.3.1**

Beban UDL/BTR:

$$L = 3 \text{ m} < L = 22,5 \text{ m}$$

maka digunakan

$$q = 9 \text{ Kpa} = 9 \text{ kN/m}^2$$

$$\begin{aligned} qL &= q \times l \times b \\ &= 9 \text{ kN/m}^2 \times 3 \text{ m} \times 10,25 \text{ m} \\ &= 276,75 \text{ kN} \end{aligned}$$

- **Kombinasi Beban Pelat Injak**

Tabel 7. 5. Kombinasi beban pelat injak

No	Beban	Beban (kN)	Lengan (m)	Momen (kNm)	Faktor Beban	Mu (kNm)
1	Berat Sendiri Pelat	165.6356	1,5	248.453	1,3	322.989
2	Beban Mati	67.65	1,5	101.475	2	202.95
3	Berat Tanah	79.335	1,5	119.003	1,25	148.753
4	Beban UDL/BTR:	276.75	1,5	415.125	1,8	747.225
Momen Total Ultimate						1421,91

7.1.3. Perhitungan tulangan Pelat injak

- Data Perencanaan

Momen Ultimate	= 1421,917	kNm
Mutu Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja $D > 12\text{mm}$, f_y	= 390	Mpa
Tebal Pelat Injak, h	= 290	mm
Decking, d'	= 240	mm
Tebal Efektif, $d = h - d'$	= 50	mm
Diameter Tul.Lentur Rencana, d_t	= 16	mm
Faktor Reduksi Lentur, ϕ	= 0,8	

- Tulangan Lentur

$$m = \frac{f_y}{0,85 f_c'}$$

$$= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \cdot 30 \text{ Mpa}}$$

$$= 15,294$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{1421918 \text{ Nmm}}{0,8} = 1777396992 \text{ Nmm}$$

$$R_n = \frac{M_n}{b \cdot d^2} = \frac{1777396992 \text{ Nmm}}{10250 \text{ mm} \cdot 240 \text{ mm}^2} = 3,0104 \text{ N/mm}^2$$

$$\rho_{\text{balance}} = \frac{0,85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right)$$

$$= \frac{0,85 \cdot 0,85 \cdot 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right)$$

$$\begin{aligned}
 &= 0,033683 \\
 \rho_{\min} &= \frac{1,4}{f_y} = \frac{1,4}{390} = 0,00359 \\
 \rho_{\max} &= 0,75 \times r_{\text{balance}} = 0,75 \times 0,033683 = 0,0253 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1,4}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1,4}{15,29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15,294 \cdot 3,0104}{390}} \right) \\
 &= 0,00824
 \end{aligned}$$

Kontrol , $\rho_{\min} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\max} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\min}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0,00824$

Lebar yang ditinjau As per 1 meter

$$\begin{aligned}
 \text{As tulangan} &= \rho_{\text{perlu}} \times b \times d \\
 &= 0,00824 \times 1000 \text{ mm} \times 240 \text{ mm} \\
 &= 1977,17 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d^2 \cdot b}{A_{s_{\text{perlu}}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16 \text{ mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{1977,171 \text{ mm}^2} \\
 &= 101,6402 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-100** ($A_s = 2010,62 \text{ mm}^2$)

- Tulangan Bagi

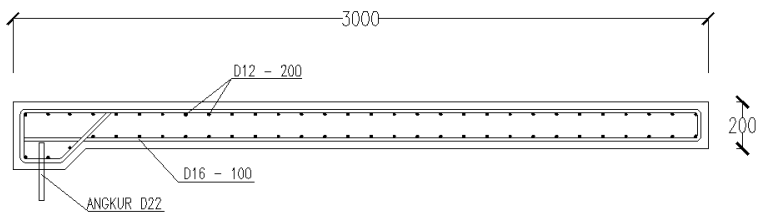
$$\begin{aligned} A_{s'} &= 20\% \times A_s \text{ pasang} \\ &= 20\% \times 2010,62 \text{ mm}^2 \\ &= 402.123 \text{ mm}^2 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D12

$$\begin{aligned} S &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 12 \text{ mm}^2 \cdot 1000 \text{ mm}}{402.12396 \text{ mm}^2} \\ &= 281.107 \text{ mm} \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D12-200**

($A_s = 565,487 \text{ mm}^2$)



Gambar 7. 2. Detail Penulangan Pelat Injak

7.2 Perencanaan Wing Wall

Fungsi dari wing wall (tembok sayap) adalah mencegah terjadinya longsor pada oprit jembatan, terutama longsoran kesamping.

7.2.1 Dimensi Wing Wall

γ beton	= 25 KN/m ³
γ batu tanah	= 17,2 KN/m ³
Tebal wing wall	= 300 mm
Tinggi wing wall	= 2460 mm
Lebar wing wall	= 3000 mm
Mutu Baja (f_y)	= 390 Mpa
Mutu beton (f_c')	= 30 Mpa

7.2.2 Analisa Pembebanan

- Berat Akibat Berat Sendiri

Tabel 7. 4 Berat sendiri wing wall

Segmen	Parameter Bagian (m)			WC (kN/m ³)	Berat (kN)
	h	l	b		
1	1,66	2,5	0,3	25	31,125
2	0,8	0,433	0,3	25	2,598
3	0,8	2,067	0,3	25	6,201
Total Berat Sendiri WingWall					39,924

Total Berat Sendiri WingWall	= 39,924 kN
Lengan Gaya Terhadap Tumpuan	= 1,23 m
Momen Akibat Berat Sendiri (qMS)	= 49,106 kNm

- Tekanan Tanah Aktif

$$\text{Sudut Gesek Tanah, } \Phi = 35^\circ$$

$$\text{Berat Tanah, } W_s = 17,2 \text{ kN/m}^3$$

$$\text{Faktor Reduksi Kekuatan Bahan, } K_\Phi^R = 0,8$$

Dari data dapat dihitung :

$$\begin{aligned}\Phi' &= \tan^{-1}(K_\Phi^R \tan \Phi) \\ &= \tan^{-1}(0,8 \tan 30^\circ) \\ &= 1,5944\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}K_a &= \tan^2(45^\circ - \Phi'/2) \\ &= \tan^2(45^\circ - 2,0089/2) \\ &= 0,9459\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_y &= \text{tinggi wing wall} \\ &= 2,46 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}H_x &= \text{panjang segmen satu} + \text{panjang segmen} \\ &= 2,5 \text{ m} + 0,433 \text{ m} \\ &= 2,933 \text{ m}\end{aligned}$$

$$\begin{aligned}0,6 * W_s &= 0,6 \times 17,2 \text{ kN/m}^3 \\ &= 10,32 \text{ kN/m}^2\end{aligned}$$

maka tekanan tanah yang didapat :

Tabel 7. 6. Tekanan tanah aktif pada wing wall

No	Tekanan Tanah	Beban (kN)
1	$TTA1 = (0,6 * w_s) * H_x * H_y * K_a$	70.42916
2	$TTA2 = 1/2 * (H_y)^2 * H_x * w_s * K_a$	144.37977

- Momen akibat tekanan tanah

Tabel 7. 7.Momen akibat tekanan tanah aktif wing wall

No	Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
			y	m	x	m		
1	TTA1	69,41714	y= Hy/2	1,23	x= Hx/2	1,46	86.6278	103.284
2	TTA2	144.37977	y= Hy/3	0,82	x= Hx/2	1,23	118.391	177.587
Berat Total		214.80893	Momen Total				205.019	280.871

- Beban Gempa

- Data Gempa

CSM = 1,0214 (dari perhitungan gempa pada bangunan sebelumnya)

$$\begin{aligned}
 W_t &= \text{Berat Sendiri} + \text{Berat Akibat Tekanan Tanah} \\
 &= 39,924 \text{ kN} + 214.808 \text{ kN} \\
 &= 254.7329 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Beban Gempa

$$\begin{aligned}
 T_{EQ} &= \frac{C_{sm}}{R} x W_t \\
 &= \frac{1,0214}{1,5} x 254.7329 \text{ kN} \\
 &= 173.4610 \text{ kN}
 \end{aligned}$$

- Momen Akibat Gempa

Tabel 7. 8.Momen akibat gempa pada wing wall

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		y	m	x	m		
TEQ	173.461	$y = H_y/2$	1,23	$x = H_x/2$	1,46	71.11	84.793
Momen Total						71.11	84.793

- Tekanan Tanah Dinamis Pada WingWall

- Data Perencanaan

$$H_y = 2,46 \quad \text{m}$$

$$H_x = 2,933 \quad \text{m}$$

$$W_s = 17,2 \quad \text{kN/m}^3$$

$$\Phi = 35^\circ$$

$$FPGA = 1,3 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$PGA = 0,275 \quad (\text{dari perhitungan gempa sebelumnya})$$

$$A_s = FPGA \times PGA \\ = 0,3575$$

$$K_h = \text{Koefisien percepatan Horizontal} \\ = 0,5 \times A_s \\ = 0,17875$$

$$K_v = \text{Koefisien percepatan vertikal (diambil 0)}$$

$$\Theta = \arctan(kh/(1-K_v))^\circ = 0,07889^\circ$$

$$\beta = \text{Kemiringan dinding kepala jembatan} \\ \text{terhadap bidang vertical} = 0^\circ$$

$$i = \text{Kemiringan Timbunan} = 0^\circ$$

δ = Sudut geser diantara tanah dan kepala jembatan = 0°

Ht = Tinggi Tanah
= 2,46 m

$$K_{AE} = \frac{\cos^2(\phi - \theta - \beta)}{\cos \theta \cos^2 \beta \cos(\delta + \theta + \beta)} \left(1 + \sqrt{\frac{\sin(\delta + \phi) \sin(\phi - \theta - i)}{\cos(\delta + \theta + \beta) \cos(i - \beta)}} \right)$$

$$= \frac{0.6739}{0.9999} \left(1 + \sqrt{\frac{0.3275}{0.9999}} \right)$$

$$= 0.2726$$

maka tekanan tanah yang terjadi

$$E_{AE} = \frac{1}{2} \times \gamma_{\text{tanah}} \times Ht^2 \times (1 - K_v) \times K_{AE}$$

$$= \frac{1}{2} \times 25 \text{ kN/m}^3 \times (2,46\text{m})^2 \times (1 - 0) \times 0.2726$$

$$= 14.1871 \text{ kN}$$

- Momen akibat tekanan tanah dinamis wing wall

Tabel 7. 9.Momen akibat tekanan tanah dinamis wing wall

Jenis Beban	Beban (kN)	Lengan				My (kNm)	Mx (kNm)
		y	m	x	m		
EAE	14.18	2/3*Hy	1,64	Hx/2	1,46	7.7556	6.9351
Momen Total						7.7556	6.9351

- Kombinasi Beban Pada Wing Wall

Tabel 7. 10.Kombinasi beban pada wingwall

No	Jenis Beban	T (kN)	My (kN)	Mx (kN)	Faktor beban	
					Simb	Faktor
1	Tekanan tanah	214.8	205.019	280.87	K _{UTA}	1,25
2	Gempa statik	173.4	71.1190	84.793	K _{UEO}	1
3	Gempa tek.tanah	14.18	7.7556	6.93	K _{UTA}	1,25

- Kombinasi Beban Ultimit

Tabel 7. 11.Kombinasi beban ultimate wing wall

No	Jenis Beban	Vu (kN)	Muy (kNm)	Mux (kNm)
1	Tekanan tanah	268.511	256.27	351.09
2	Gempa statik ekivalen	173.461	71.119	84.793
3	Gempa tek.tanah dinamis	17.734	9.695	8.669
		457,813	334,77	440,47

7.2.3.Perhitungan Penulangan Wing Wall

- Data Perencanaan

Momen Ultimat, Mu	= 444.55	kNm
(diambil momen maksimum)		
Mutu Beton, f_c'	= 30	Mpa
Mutu Baja, f_y	= 390	Mpa
Tebal wingwall, h	= 300	mm
Decking, d'	= 50	mm
Tebal efektif, $d = h - d'$	= 250	mm
Lebar Wing Wall, b	= 2460	mm
Diameter Tul.Lentur, ϕ	= 22	mm
Faktor reduksi kekuatan lentur	= 0,8	

- Tulangan Lentur

$$\begin{aligned}
 m &= \frac{f_y}{0,85 f_c'} \\
 &= \frac{390 \text{ Mpa}}{0,85 \cdot 30 \text{ Mpa}} \\
 &= 15,294
 \end{aligned}$$

$$M_n = \frac{Mu}{\phi} = \frac{444551851 \text{ Nmm}}{0,8}$$

$$\begin{aligned}
 &= 555689813.8 \text{ Nmm} \\
 R_n &= \frac{Mn}{b.d^2} = \frac{555689813.8 \text{ Nmm}}{2460 \text{ mm} \cdot 250 \text{ mm}^2} = 3.614 \text{ N/mm}^2 \\
 \rho_{\text{balance}} &= \frac{0.85 \cdot \beta_1 \cdot f_c'}{f_y} \left(\frac{600}{600 + f_y} \right) \\
 &= \frac{0.85 \cdot 0.85 \cdot 30}{390} \left(\frac{600}{600 + 390} \right) \\
 &= 0.033683 \\
 \rho_{\text{min}} &= \frac{1.4}{f_y} = \frac{1.4}{390} = 0.00359 \\
 \rho_{\text{max}} &= 0.75 \times \rho_{\text{balance}} = 0.75 \times 0.033683 \\
 &= 0.0253 \\
 \rho_{\text{perlu}} &= \frac{1.4}{m} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot m \cdot R_n}{f_y}} \right) \\
 &= \frac{1.4}{15.29} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2 \cdot 15.29 \cdot 3.614}{390}} \right) \\
 &= 0.01004
 \end{aligned}$$

Kontrol, $\rho_{\text{min}} > \rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{max}} \rightarrow$ dari kontrol yang didapat $\rho_{\text{perlu}} > \rho_{\text{min}}$ maka digunakan $\rho_{\text{perlu}} = 0.01004$

Lebar yang ditinjau As per 1
meter As tulangan $= \rho$
perlu $\times b \times d$

$$\begin{aligned}
 &= 0.01004 \times 1000 \text{ mm} \times 250 \text{ mm} \\
 &= 2509.446 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dt^2 \cdot b}{As_{\text{perlu}}} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 22\text{mm}^2 \cdot 1000\text{mm}}{2509.45 \text{ mm}^2} \\
 &= 151.4039268 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D22-100 (As = 3801,3 mm²)**

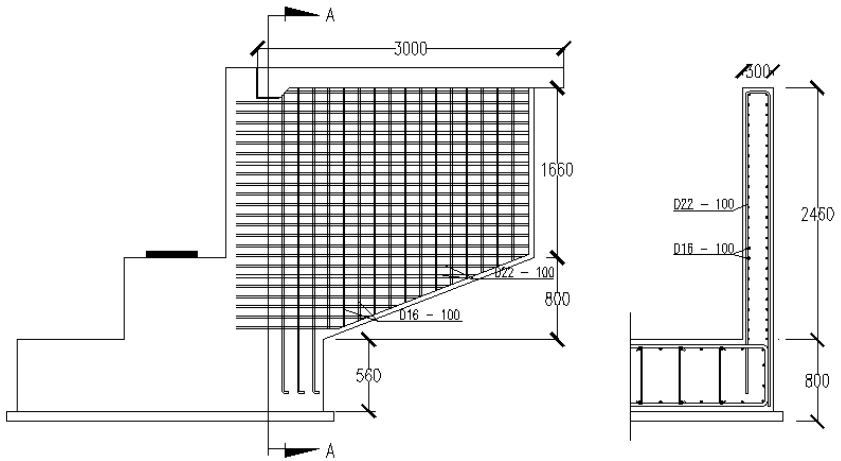
- Tulangan Bagi

$$\begin{aligned}
 As' &= 50\% \times As \text{ pasang} \\
 &= 50\% \times 3801,3 \text{ mm}^2 \\
 &= 1900,66 \text{ mm}^2
 \end{aligned}$$

Direncanakan untuk tulangan bagi D16

$$\begin{aligned}
 S &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot dt^2 \cdot b}{As'} \\
 &= \frac{\frac{1}{4} \cdot \pi \cdot 16\text{mm}^2 \cdot 1000\text{mm}}{1900,664\text{mm}^2} \\
 &= 114,345 \text{ mm}
 \end{aligned}$$

Maka untuk tulangan lentur digunakan **D16-100 (As = 2010,6 mm²)**



Gambar 7. 3.Detail Penulangan Wing Wall

“Halaman ini sengaja dikosongkan”



BAB VIII PENUTUP

BAB VIII

PENUTUP

8.1. Kesimpulan

Dari analisa Perencanaan Ulang Jembatan Sengkaring Dengan Struktur Girder Beton Bertulang STA 68+125 Sepanjang 45 M di Kecamatan Bantur Kabupaten Malang, diperoleh beberapa kesimpulan sebagai berikut :

- a. Bentang Jembatan Sengkaring eksisting sebesar 45 m dengan menggunakan rangka baja lalu direncanakan menggunakan struktur girder beton bertulang dengan pancang masing – masing 22.5 m dengan ditambah satu buah pilar ditengah
- b. Pengaman pada sisi pinggir jembatan menggunakan tiang sandaran beton dengan ukuran tiang sandaran 20 x 20 cm dengan tinggi 1,2 meter. Dan menggunakan pipa sandaran dengan diameter 70 mm
- c. Dari perhitungan pelat lantai didapat tebal untuk pelat lantai sebesar 250 mm, dengan tulangan utama D16-125 dan tulangan bagi sebesar D13-175.
- d. Dimensi balok jembatan dengan mengambil material balok beton bertulang adalah 600/1800 dengan jarak antar diafragma 5.3 m dengan jumlah 5 buah
- e. Abutmen pada jembatan Sengkaring ini memiliki tinggi total keseluruhan 3,46 meter dengan lebar 13 meter. Terbagi atas beberapa bagian struktur abutmen meliputi: pilecap, badan abutment dan longitudinal stopper.
- f. Penulangan pada Abutment keseluruhan menggunakan tulangan D22 – 200 dengan tulangan bagi D16 – 200

- g. Penulangan pada Pilecap Abutment menggunakan Tulangan Lentur Arah Y D22 – 100 dan tulangan Lentur arah X D16 – 150.
- h. Abutment menggunakan bangunan pelengkap pelat injak dengan menggunakan tulangan utama D16 – 100 dan tulangan bagi D12 – 200.
- i. Abutment menggunakan bangunan pelengkap wing wall dengan menggunakan tulangan utama D22 – 100 dan tulangan bagi D16 – 100. Dengan lebar total 3 meter dan tebal 0,30 meter.
- j. Pilar jembatan direncanakan dengan dimensi tinggi total 2 meter terbagi atas beberapa bagian yaitu longitudinal stopper dengan tinggi 0,5 meter dan pile cap 1,5 meter.
- k. Penulangan pada Pilecap Pilar menggunakan Tulangan Lentur Arah Y D22 – 100 dan tulangan Lentur arah X D16 – 150.
- l. Untuk perletakan menggunakan bearingpad dengan tinggi dimensi 60 mm, panjang 500 mm dan lebar 500 mm. dan tebal lapisan 12 mm berjumlah 4 lapis.
- m. Pancang yang digunakan untuk abutment sebanyak 2 x 7 buah dengan diameter 600 mm. dan untuk pilar sebanyak 2 x 7 buah dengan diameter 600 mm.

8.2. Saran

- 1. Pada saat pelaksanaan pengecoran bangunan atas, perancah diharapkan dilepas saat beton telah memenuhi kuat tekan yang direncanakan
- 2. Untuk menghindari keheterogenan mutu beton pada saat pengecoran, beton lama dan beton baru harap diberi bahan tambahan agar mutu dan sifat beton homogen

DAFTAR PUSTAKA

DAFTAR PUSTAKA

Departemen Pekerjaan Umum.2004. ***RSNI T-12-2004 Tentang Perencanaan Struktur Beton Untuk Jembatan***, Badan Standarisasi Nasional.

Departemen Pekerjaan Umum.2005. ***RSNI T-02-2005 Tentang Standar Pembebanan Untuk Jembatan***, Badan Standarisasi Nasional.

Departemen Pekerjaan Umum.2013. ***SNI 03-2883 - 2013 Tentang Perencanaan Jembatan Terhadap Beban Gempa***, Badan Standarisasi Nasional.

Departemen Pekerjaan Umum.1992. Bridge Management System. ***Bridge Design Code***

Departemen Pekerjaan Umum.1992. Bridge Management System. ***Bridge Design Manual***

Sosrodarsono, Sutoyo. 2000. ***Mekanika Tanah & Teknik Pondasi***. Jakarta: Pradnya Paramita.

The background of the entire page is a repeating pattern of the ITS (Institut Teknologi Sepuluh Nopember) logo. Each logo is a blue shield with a white emblem inside, and the text 'ITS' and 'Institut Teknologi Sepuluh Nopember' is written in white below the emblem. The logos are arranged in a grid-like fashion, slightly offset from each other.

BIODATA PENULIS

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Mega Khoirul Amri, lahir di Jember pada tanggal 7 Januari 1995, penulis menempuh pendidikan formal di TK Asyafiiyah Wonorejo Kencong, SD Muhammadiyah Kencong, SMPN 1 Kencong, SMAN 1 Lumajang, dan setelah lulus melanjutkan pendidikannya di Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113030025. Penulis mengambil konsentrasi studi bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PT. Semen Indonesia, Tbk. Pada program studi DIII Teknik Sipil FTSP ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir “Percanaan Ulang Jembatan Sengkaring STA 68+125 Dengan Struktur Girder Beton Bertulang Sepanjang 45 M di Kecamatan Bantur Kabupaten Malang”. Penulis bisa dihubungi via Email, megakhoirul@gmail.com

BIODATA PENULIS



Penulis bernama lengkap Arjun Arief Wicaksono, lahir di Sidoarjo pada tanggal 10 April 1995, penulis menempuh pendidikan formal di TK Sacharosa, SD Negeri 4 Krian, SMP Negeri 2 Krian, SMA Negeri 1 Tarik, dan setelah lulus melanjutkan pendidikannya di Diploma III Teknik Sipil FTSP ITS pada tahun 2013 dengan NRP 3113030108. Penulis mengambil

konsentrasi studi bangunan Transportasi. Penulis sempat mengikuti kerja praktek di PT. Semen Indonesia, Tbk. Pada program studi DIII Teknik Sipil FTSP ITS ini, penulis mengambil judul Tugas Akhir “Percanaan Ulang Jembatan Sengkaring STA 68+125 Dengan Struktur Girder Beton Bertulang Sepanjang 45 M di Kecamatan Bantur Kabupaten Malang”. Penulis bisa dihubungi via

Email, arjunariefwicaksono@gmail.com.

LAMPIRAN

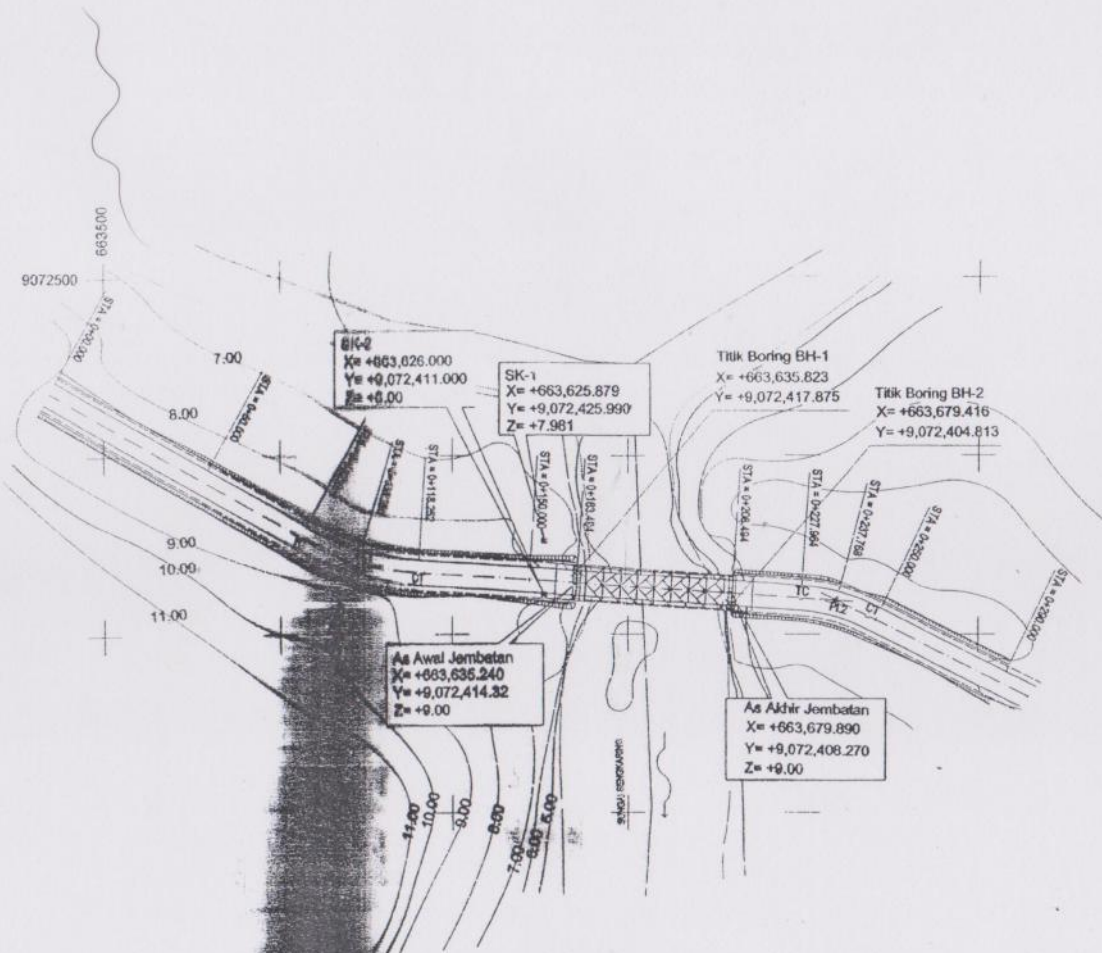
PEMERINTAH PROPINSI JAWA TIMUR
DINAS PEKERJAAN UMUM BINA MARGA
PROPINSI JAWA TIMUR

Jl. Gayung Kebonsari No. 167 Telp. (031) 8291763
SURABAYA - 60233



DOKUMEN LELANG
BAB VII. GAMBAR - GAMBAR
JEMBATAN SENGKARING

KECAMATAN : BANTUR
KABUPATEN : MALANG
PROPINSI : JAWA TIMUR



PETA SITUASI JEMBATAN SENGKARING

SKALA A

P1.1	
Δ	= 20°
R	= 40 m
Vr	= 30 Km/jam
Ec	= 0.7 m
Lc	= 16.4 m
θ	= 6.8 %
Tc	= 7.8 m
Lc	= 23 m

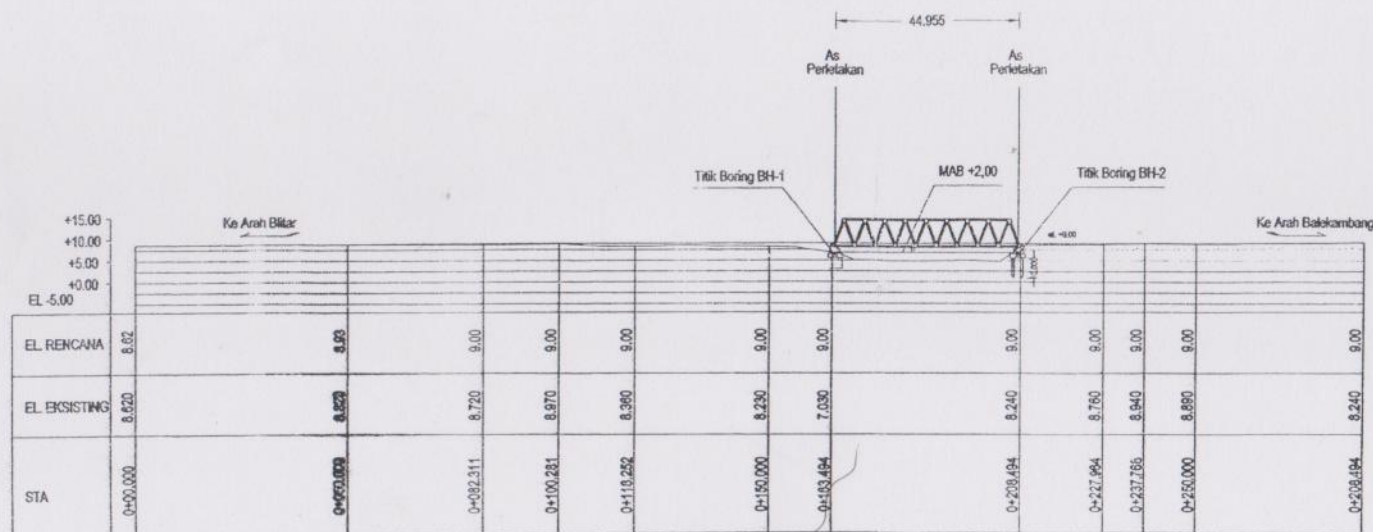
P1.2	
Δ	= 22°
R	= 40 m
Vr	= 30 Km/jam
Ec	= 0.7 m
Lc	= 16.4 m
θ	= 7.6 %
Tc	= 7.8 m
Lc	= 23 m

LEGENDA:

- BM/KP
- ARAH ALIRAN
- GARIS KONTUR
- JALAN EKSISTING
- JALAN RAYA/ASPAL
- TANGGUL/TALUD
- BANGUNAN
- GORONG-GORONG




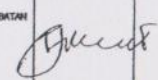
0 15 30 45 60 75 m

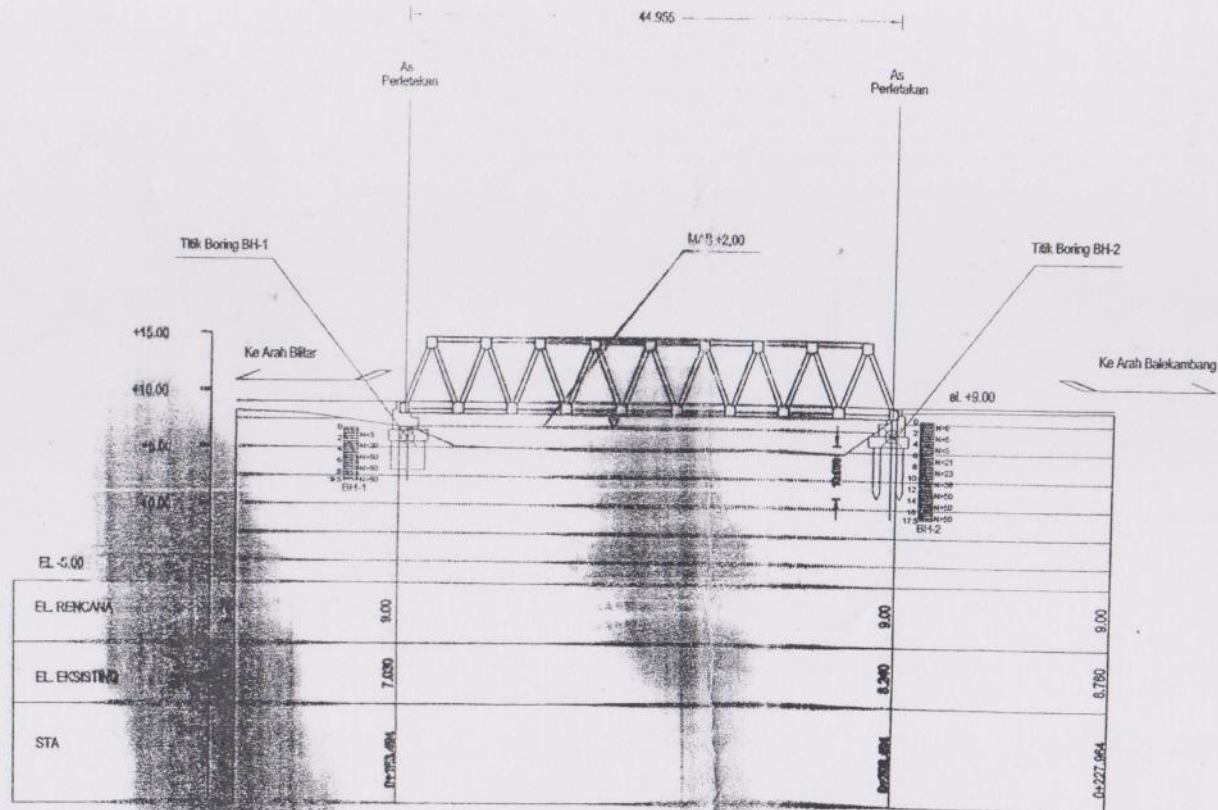
DINA BUKU J. Gayung Kriman T. 2017/2018		
NAMA PROYEK KEGIATAN PEMBANGUNAN JEMBATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR TAHUN ANGGARAN 2009		
PAKET PERENCANAAN JEMBATAN SENGKARING KABUPATEN MALANG		
KONSULTAN PERENCANA KOPERASI INTI KESEJAHTERAAN CONSULTING ENGINEERS J. SURABAYA NO. 3A MELANG Telp. 021-82111111 Fax 021-82111111		
DIGAMBAR :	TAHDA TANGAN	
ARYADI		
DIPERIKSA OLEH :		
T. AHU JEMBATAN		
K. HARI SAMPURNO, M.S.		
MENYETUJUI :		
TEAM LEADER		
K. TYAS PERMANAWATI		
MENGETAHUI :		
PEMBAK PEMBAK KONTRAK SUPERVISI PEMBANGUNAN JALAN DAN JEMBATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR		
K. POERNOWITO ILMU, M.T. NIP. 191 031 005		
JUDUL GAMBAR	SKALA	
PETA SITUASI JEMBATAN SENGKARING		
KODE GAMBAR	NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
SK-GD-001	01	22



POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN SENGKARING

VERTIKAL : SKALA A
HORIZONTAL : SKALA A

RUMAH PROYEK KEGIATAN PEMBANGUNAN JEMBATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR TAHUN ANGGARAN 2009		
PAKET		
PERENCANAAN JEMBATAN SENGKARING KABUPATEN MALANG		
KONSULTAN PERENCANA		
 KOPERASI INTI KESEJAHTERAAN CO-SHARING ENGINEERS J. SURABAYA No. 34 MALANG Telp. (0471) 501190, Fax (0471) 501190		
DIGAMBAR :	TANDA TANGAN	
ARYADI		
DIPERIKSA OLEH :		
T. AHLI JEMBATAN		
H. HARI SAMPURNO, M.Si		
MENYETUJUI :		
TEAM LEADER		
H. TYAS PERMANAWATI		
MENGETAHUI :		
PEMANGKAT KOMITMEN SUPERVISOR PEMBANGUNAN JALAN DAN JEMBATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR		
H. POERNANTO H.W. M.T. MP 110 036 568		
JUDUL GAMBAR	SKALA	
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN SENGKARING	SKALA A	
KODE GAMBAR	NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
SGK-GD-002	02	22



POTONGAN MEMANJANG DAN DATA BORING JEMBATAN SENGKARING

VERTICAL: 1:500
HORIZONTAL: 1:500

NAMA PROYEK:

KEGIATAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN LINTAS SELATAN
JAWA TIMUR
TAHUN ANGGARAN 2009

PAKET:

PERENCANAAN JEMBATAN
SENGKARING
KABUPATEN MALANG

KONSULTAN PERENCANA:



DIGAMBAR:

ARYADI

TANDA TANGAN

DIPERIKSA OLEH:

T. AHLI JEMBATAN

K. HARI SAMPURO, M.S.

MENYETUJUI:

TEAM LEADER

K. TYAS PERMANAWATI

MENGETAHUI:

PEMBAH PEMBAK KEMENTERIAN
SUPERVISI PEMBANGUNAN JALAN DAN JEMBATAN
LINTAS SELATAN JAWA TIMUR

K. POERWANTO H.W. MUR
M.P. 150.030.000

JUDUL GAMBAR:

SKALA

POTONGAN MEMANJANG
DAN DATA BORING
JEMBATAN SENGKARING

SKALA A

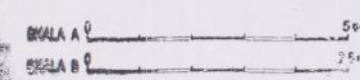
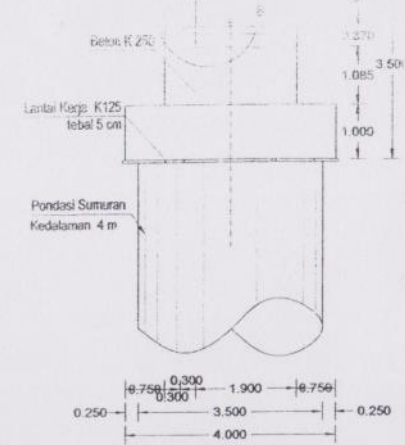
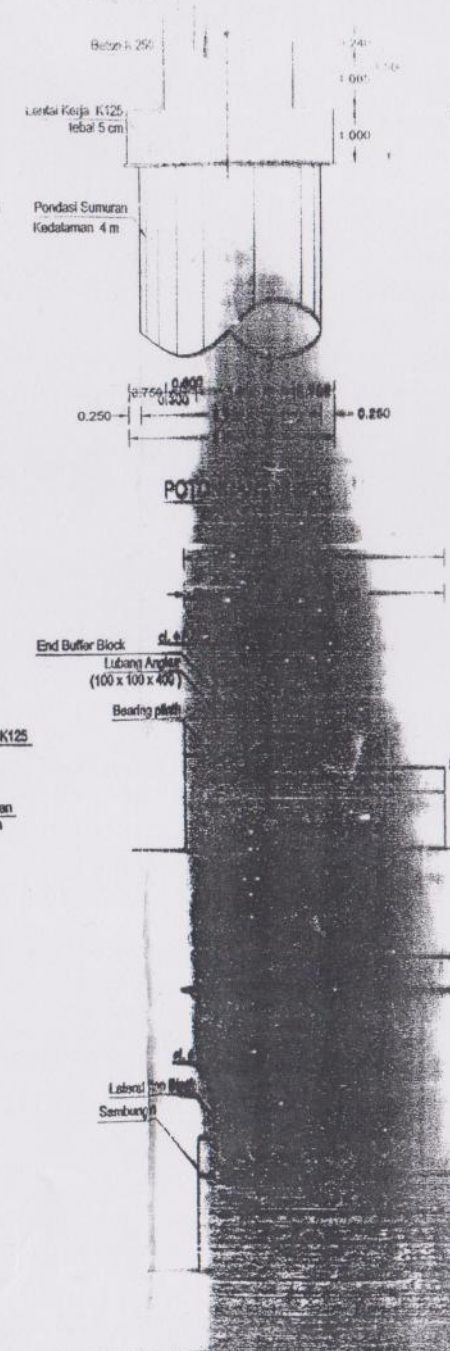
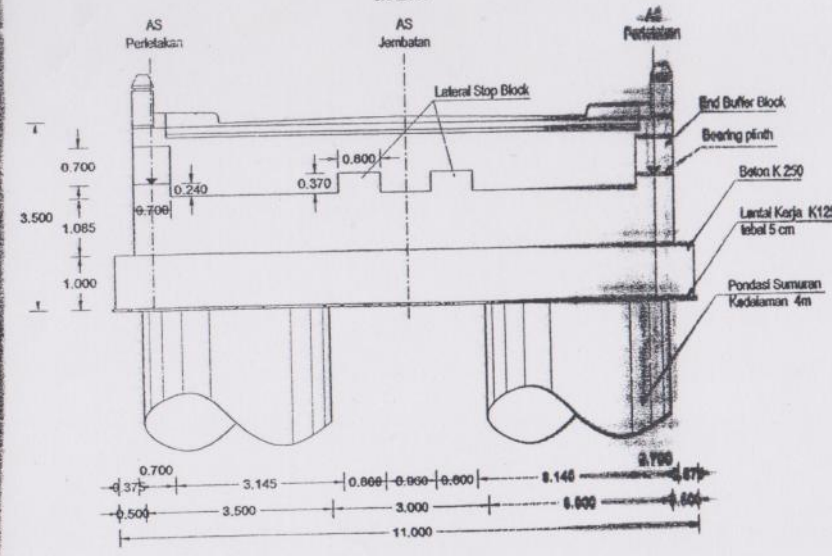
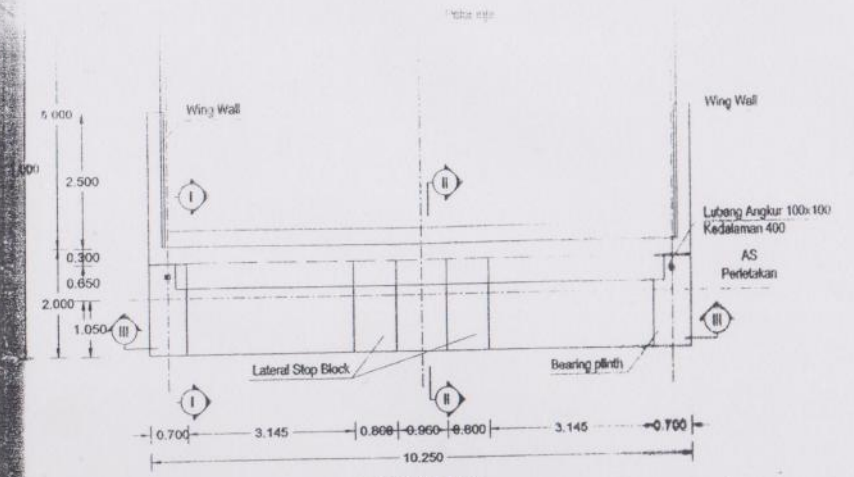
KODE GAMBAR NO. GAMBAR JUMLAH GAMBAR

SGK-CD-003

03

22

NAMA PROYEK:		
KEGIATAN PEMBANGUNAN JEMBATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR TAHUN ANGGARAN 2009		
PAKET		
PERENCANAAN JEMBATAN SENGKARING KABUPATEN MALANG		
KONSULTAN PERENCANA		
 KOPERASI INTI KESEJAHTERAAN CONSULTING ENGINEERS Jl. SENGKARING No. 30 MALANG Telp. (0401) 851000		
DIGAMBAR :	TANDA TANGAN	
ARYADI		
DIPERIKSA OLEH:		
T. AHLI JEMBATAN		
K. HARI SAMPUKNO, B.S.L.		
MENYETUJUI:		
TEAM LEADER		
K. TYAS PERMANAWATI		
MENGETAHUI:		
PEJABAT PEMBUAT KOMITMEN PERENCANAAN DAN SUPERVISI JALAN LINTAS SELATAN		
K. POERYANTO H.W. MMT NIP. 110 036 688		
JUDUL GAMBAR	SKALA	
ABUTMEN ARAH BLITAR	SKALA A SKALA B	
KODE GAMBAR	NO. GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
SGK-GD-010	10	22



NAMA PROYEK

KEGIATAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN LINTAS SELATAN
JAWA TIMUR
TAHUN ANGGARAN 2009

PAKET

PERENCANAAN JEMBATAN
SENGKARING
KABUPATEN MALANG

KONSULTAN PERENCANA



DIGAMBAR :

ARYADI

DIPERIKSA OLEH :

T. AHU JEMBATAN

K. HARI SAMPURO, M.Si

MENYETUJUI :

TEAM LEADER

K. TYAS PERMANAWATI

MENGETAHUI :

PELAKSANA PEMBUAT KOMITMEN
PERENCANAAN DAN SUPERVISI JALAN
LINTAS SELATAN

K. POERWANTO H.W. MMT
NIP 110 036 888

JUDUL GAMBAR

ABUTMEN
ARAH BALEKAMBANG

KODE GAMBAR

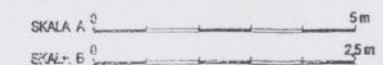
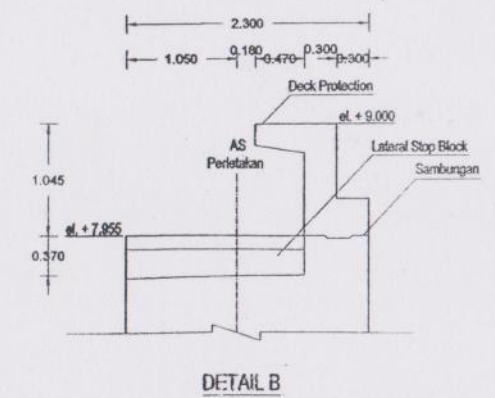
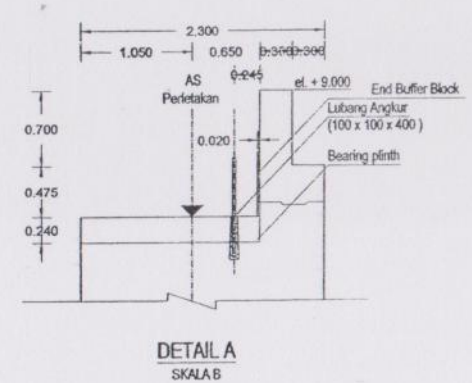
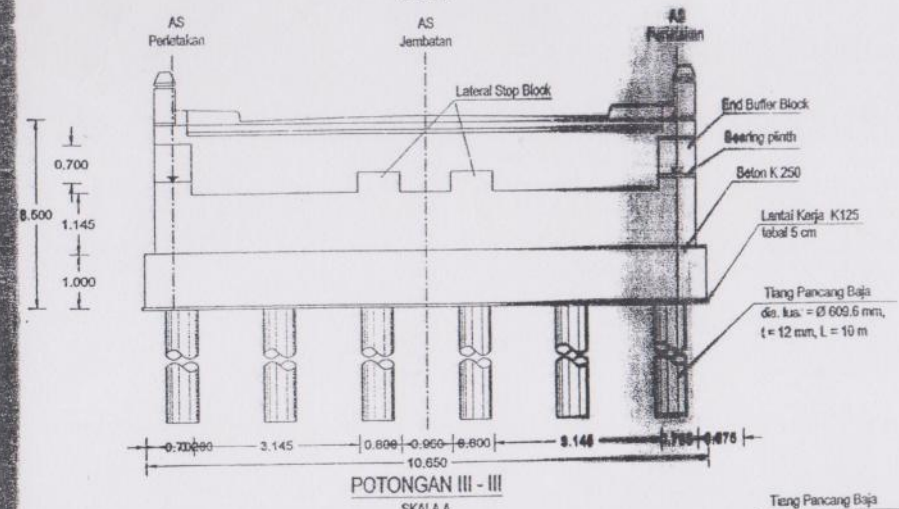
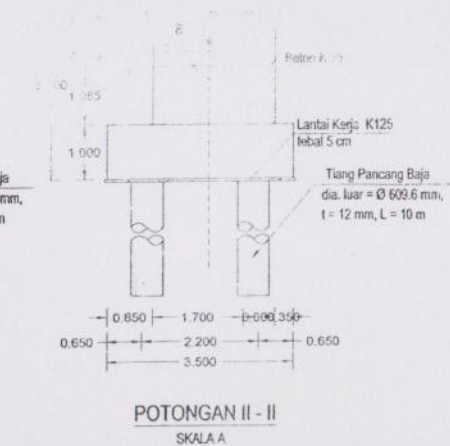
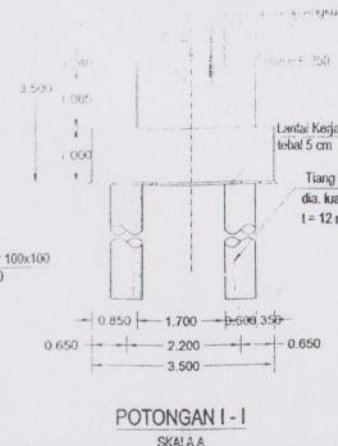
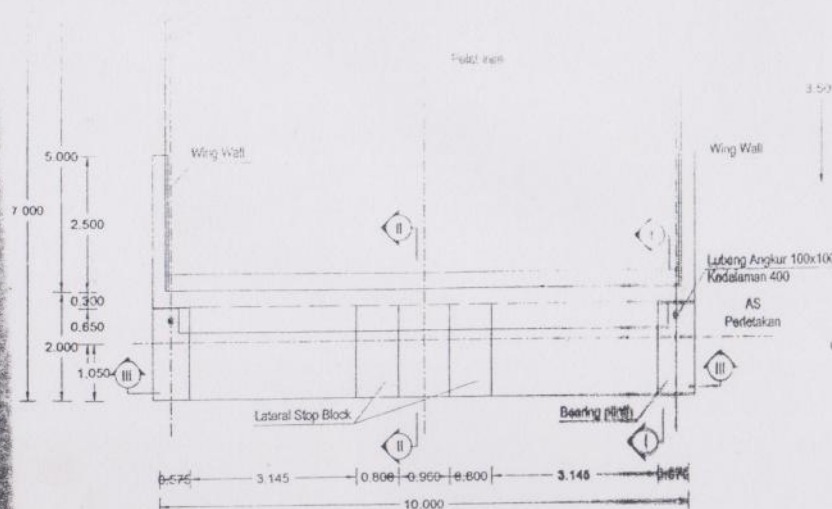
SGK-GD-011

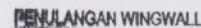
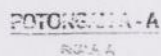
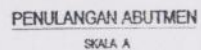
NO. GAMBAR

11

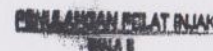
JUMLAH GAMBAR

22





SKALA A



REGALA



ORAS PERKERJAAN URBAN DOKA MARGA Jl. Jemberling Kabupaten Ng. 1 Sengkaling Telp. 031 763 8280453		
NAMA PROYEK		
KEGIATAN PEMBANGUNAN JEMBRATAN LINTAS SELATAN JAWA TIMUR TAHUN ANGGARAN 2009		
PAKET		
PERENCANAAN JEMBRATAN SENGKARING KABUPATEN MALANG		
KONSULTAN PERENCANA		
 KOPERASI INTI KESEJAHTERAAN CONSULTING ENGINEERS J. SURABAYA No. 36 MALANG Telp. (031) 823811 Fax. (031) 823842		
DIGAMBAR :	TANDA TANGAN	
ARYADI		
DIPERIKSA OLEH :		
T. ANIL JEMBATAN		
Ir. HARI SAMPURNO, M.Si		
MENYETUJUI :		
TEAM LEADER		
Ir. TYAS PERMANAWATI		
MENGESAHKAN :		
PEJABAT PEMUAT KOMITMEN PERENCANAAN DAN SUPERVISI JALAN LINTAS SELATAN		
Ir. POERBANTO H.W. MMt NIP. 110 035 800		
JUDUL GAMBAR	SKALA	
PENULANGAN ABUTMEN ARAH BLITAR	* SKALA A SKALA B	
KODE GAMBAR	NO. GAMBAR	JURUSAN GAMBAR
SSK-GD-012	12	22

KEGIATAN PEMBANGUNAN
JEMBATAN LINTAS SELATAN
JAWA TIMUR
TAHUN ANGGARAN 2009

PERENCANAAN JEMBATAN
SENGKARING
KABUPATEN MALANG

KOPERASI INTI KESEJAHTERAAN
CONSULTING ENGINEERS
J. SURABAYA No. 34 MALANG Telp. (0341) 562188, Fax. (0341) 951465

TANDA TANGAN

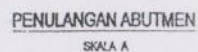
Ar

SKALA A

SKALA B

0-68-7344-9

32



SIGLA A 0 _____ 45

SIGLA B 0 _____ 175



THE use of piles as foundation is a method that for centuries has been known to man to overcome the problem of bearing capacity and settlements on soft soil. The proof of use of wooden piles was found on the building relics from the *Roman* era in Europe and the *Han Dynasty* in China which were constructed hundreds of years BC.

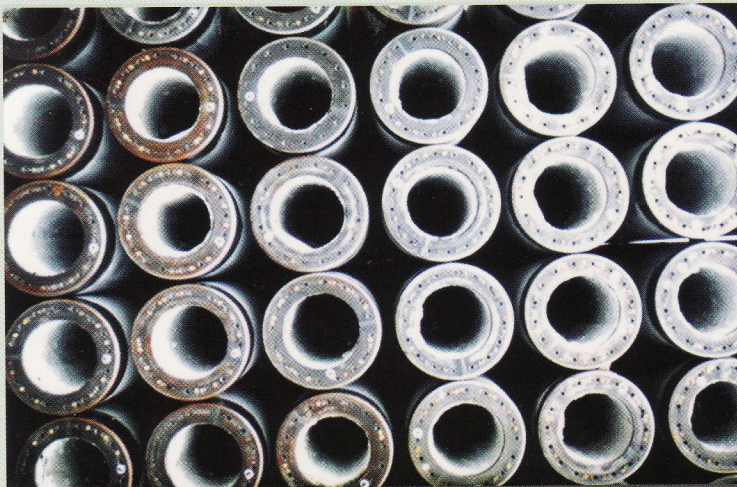
Piles constitute a columnar element in the foundation functioning to bear/convey the load from a superstructure through weak compressible soil strata or through water, to the more compact/stiff soil layer and less compressible or rock layer. The loads operating on the piles may be grouped as **Vertical Load, Horizontal/Lateral Load** or a **Combination** of the two loads.

The pile foundation system is widely used because of the ease in quality control and low construction cost.

The WIKA piles are **Prestressed Spun Concrete Piles (PC Piles)** designed to be bear various structure types. A variety of sizes (300 mm-600 mm

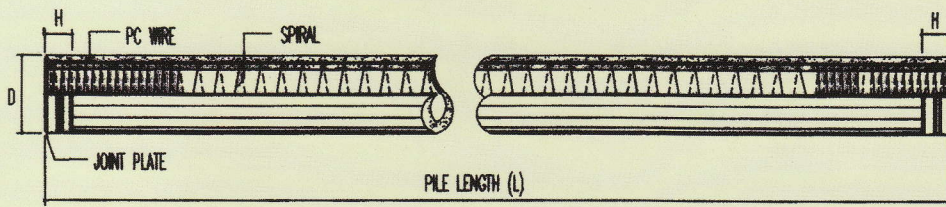
diameter) allows size choice that is technically and economical right, based on the load and the condition of the soil.

The high level of concrete compactness as a result of the centrifugal process causes the WIKA piles to have high durability/capable of withstanding "hard" environment. WIKA piles are used amongst others on **High-Rise Buildings, Industrial Buildings** (hangars, warehouses, factories, oil tanks), **Marine Structures** (quay, jetties, dolphins, docks), **Off-Shores Structures, Bridges, Retaining Walls, Slope Protections** and **Machinery Foundations**.

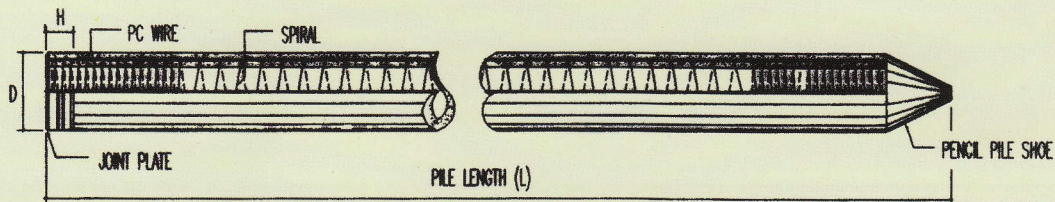


Description of Product

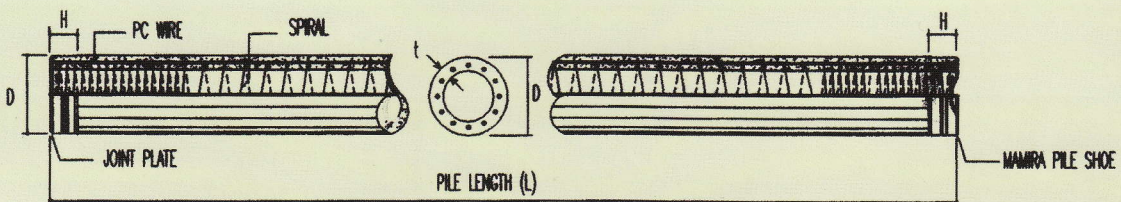
Item	Description
Type of piles	Prestressed spun concrete pile, hereinafter referred to as the 'PC Piles'
System of joint/ splice	Welded at steel joint plate
Type of Shoe	Pencil (standard product) Mamira (special design)
Method of installation/ driving	By Diesel or Hydraulic Hammer



MIDDLE PILE



**BOTTOM PILE (PENCIL SHOE)
(STANDARD PRODUCT)**



**BOTTOM PILE (MAMIRA SHOE)
(SPECIAL DESIGN)**

Outside Diameter (D-mm)	Wall Thickness (T-mm)	Length of ¹⁾ Single Pile (L-m)	Steel Band ²⁾ Length (H-mm)	Pencil Shoe Length (D-mm)	Unit Weight ³⁾ (W - kg/m)
300	60	6 - 13	100	300	110
350	65	6 - 15	100	350	140
400	75	6 - 16	150	400	200
450	80	6 - 16	150	450	240
500	90	6 - 16	150	500	300
600	100	6 - 16	150	600	400

1) 1 m length interval

2) For joint plate and mamira shoe

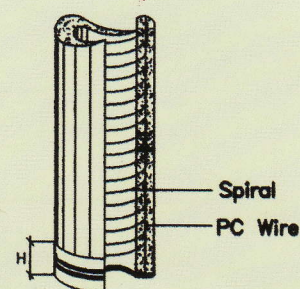
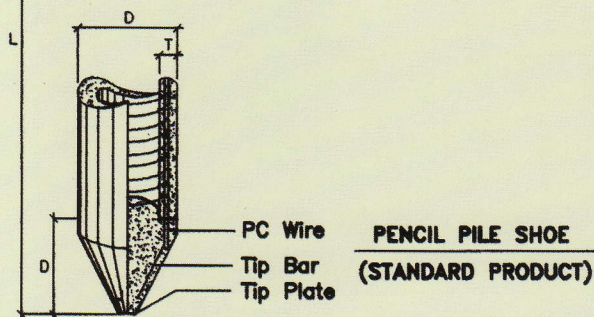
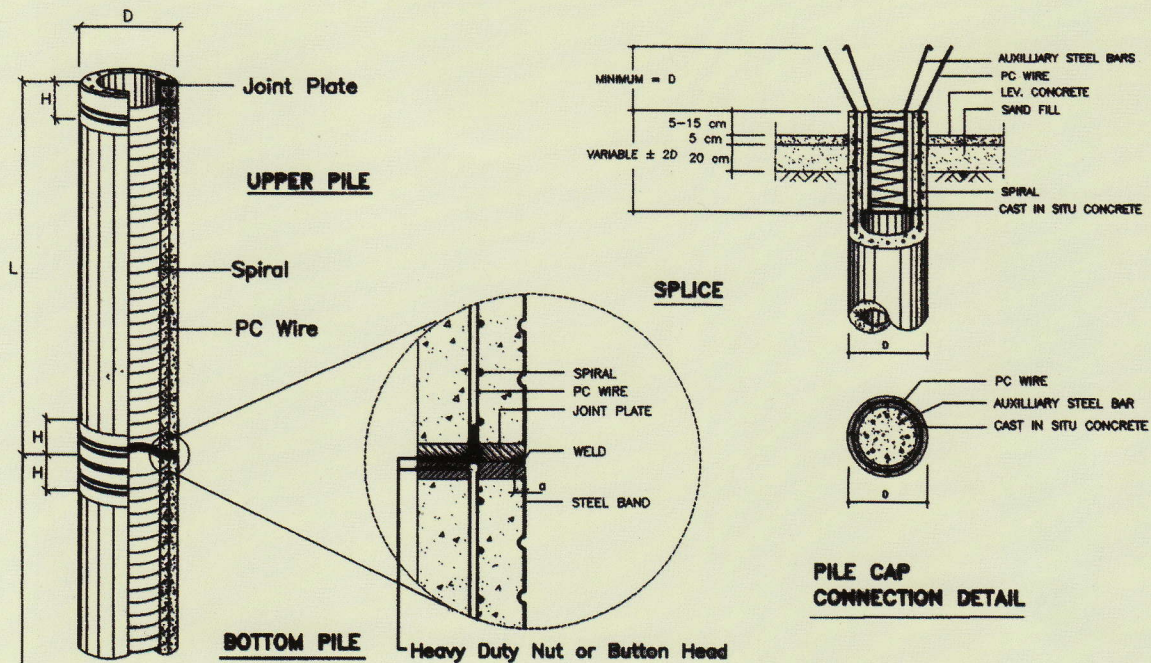
3) Theoretical weight

Design and Manufacturing Reference

Item	Reference	Description
Design	JIS A 5335 - 1985	Prestressed Spun Concrete Piles
	ACI 543R-74/ 1980	Recommendation for Design, Manufactured and Installation of Concrete Piles
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes
Manufacturing	JIS A 5335 - 1985 WIKA-11-IK-007	Prestressed Spun Concrete Piles Piles Manufacturing Works Instruction

Specification of Material

Item	Reference	Description	Specification
Aggregate	ASTM C33 - 1985	Standard specification for Concrete Aggregates	
	NI 2 PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	
Cement	SII 0013 - 1981	Quality and testing method of Portland cements	Standard Product type I Special order: type-II or V
Admixture	ASTM C494 - 1985	Standard specification for chemical admixture for concrete	Type-A: water reducing admixtures
Concrete	JIS A 1132 - 1985	Method of Making and Curing Concrete Specimens	
	JIS A 1108 - 1985	Method of Test Compressive Strength of Concrete	
	NI 2 - PBI - 1971	Indonesian Concrete Codes	Compressive Strength at 28 days : 600 kgf/ cm ²
PC Wire	JIS G 3536 - 1985	Uncoated Stress-Relieved Steel Wire and Strand for Prestressed Concrete	SWPD1
Spiral Wire	JIS A 3532 - 1985	Low Carbon Steel Wire	SWMA
Joint Plate	JIS G 3101 - 1987	Rolled steel for general structure	SS 41
Welding	ANSI/ AWS D1.1-1990	Structural Welding Code-Steel	AWS A S.1/ E 6013 NIKKO STEEL RB26/ RD 260, LION-26, or Equivalen



Mamira Pile Shoe (Special design)

Thickness of Weld

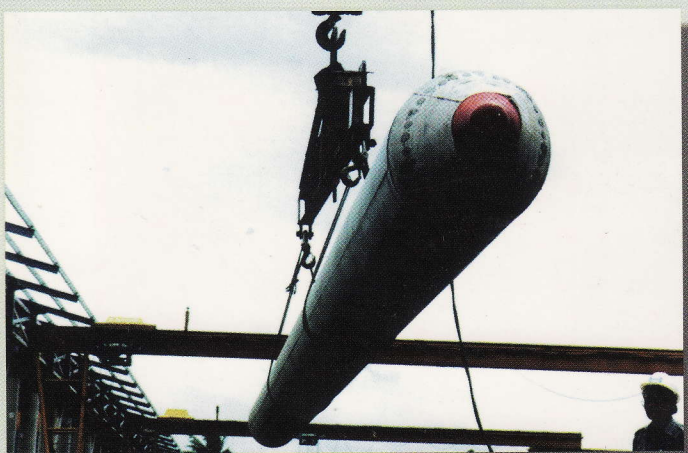
D (mm)	T (mm)	H (mm)	a (mm)
300	60	100	8
350	65	100	10
400	75	150	10
450	80	150	10
500	90	150	10
600	100	150	10

CLASSIFICATION

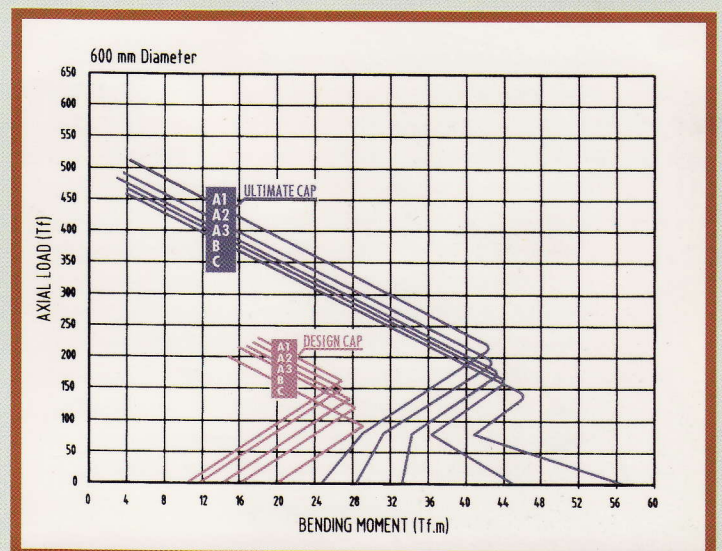
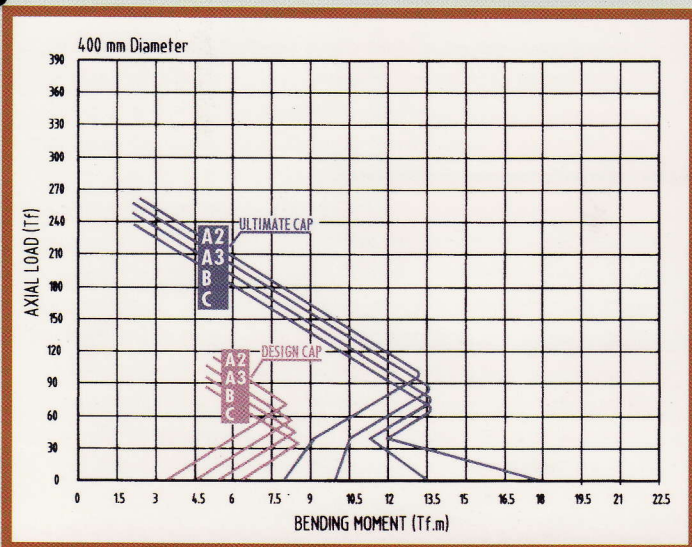
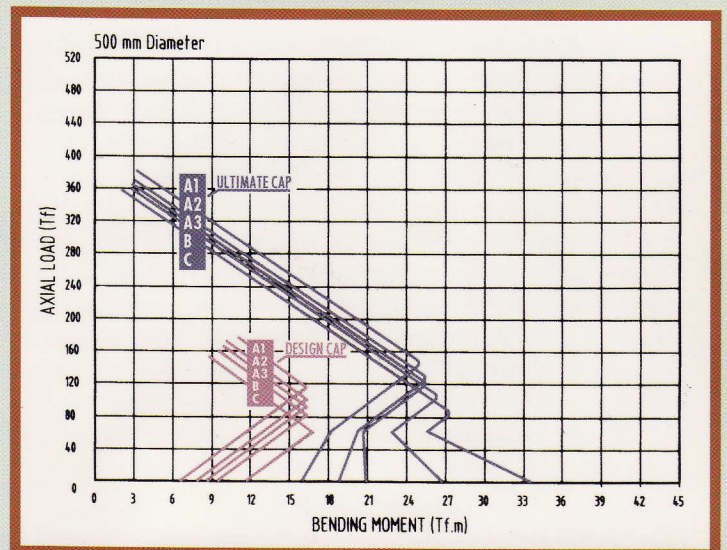
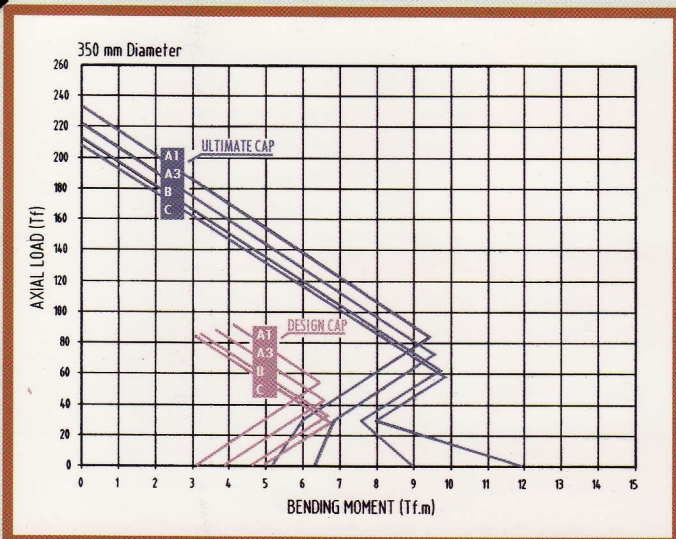
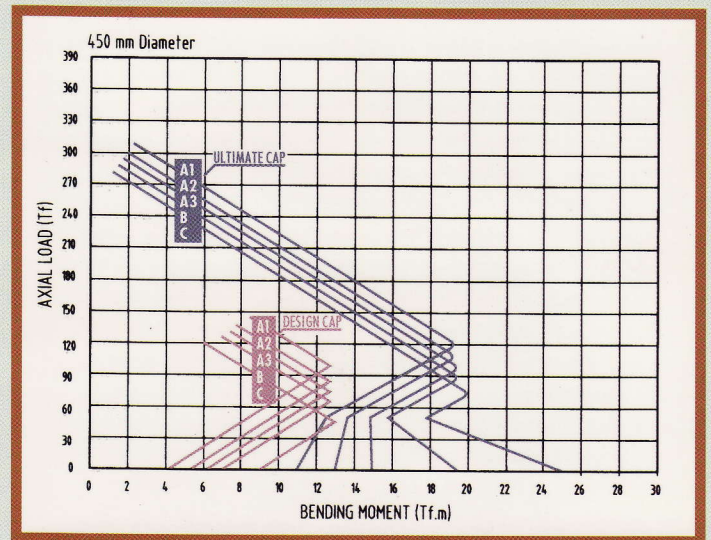
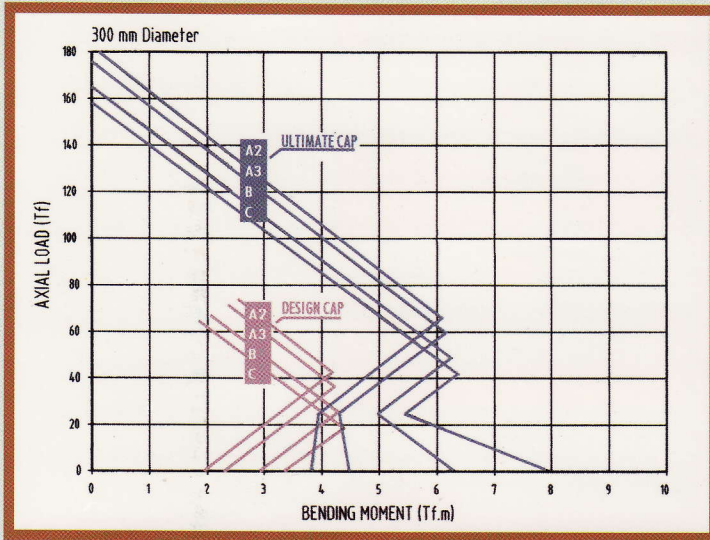
Outside Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Class	Concrete Cross Section (cm ²)	Section Modulus (cm ³)	Bending Moment Capacity (tf.m)		Allowable Axial Load (tf)
					Crack	Ultimate	
300	60	A2	452	2368,70	2,50	3.75	72.60
		A3		2389,60	3,00	4.50	70.75
		B		2431,40	3,50	6.30	67.50
		C		2478,70	4,00	8.00	65.40
350	65	A1	582	3646,00	3,50	5.25	93.10
		A3		3693,90	4,20	6.30	89.50
		B		3741,70	5,00	9.00	86.40
		C		3787,60	6,00	12.00	85.00
400	75	A2	765	5483,50	5.50	8.25	121.10
		A3		5537,40	6.50	9.75	117.60
		B		5591,30	7.50	13.5	114.40
		C		5678,20	9.00	18.00	111.50
450	80	A1	929	7591,60	7.50	11.25	149.50
		A2		7655,60	8.50	12.75	145.80
		A3		7717,10	10.0	15.00	143.80
		B		7783,80	11.0	19.80	139.10
		C		7929,00	12.50	25.00	134.90
500	90	A1	1159	10505,00	10.50	15.75	185.30
		A2		10579,30	12.50	18.75	181.70
		A3		10653,50	14.00	21.00	178.20
		B		10727,80	15.00	27.00	174.90
		C		10944,60	17.00	34.00	169.00
600	100	A1	1570	17482,80	17.00	25.50	252.70
		A2		17577,70	19.00	28.50	249.00
		A3		17792,70	22.00	33.00	243.20
		B		17949,60	25.00	45.00	238.30
		C		18263,40	29.00	58.00	229.50

Notes:

- 1) Pile are generally comply to JIS A 5335 - 1985 and modified to suit to ACI 543 - 1979, JSCE and PBI - 1971
- 2) Specified concrete cube compressive strength is 600 kg/cm² at 28 days
- 3) Allowable axial load is applicable to pile acting as a short strut



INTERACTION DIAGRAM OF BENDING MOMENT & AXIAL LOAD CAPACITY



P

ROPER handling and good driving practice is essential in order to avoid unnecessary damage to piles.

Lifting points are clearly marked on every pile to enable proper handling by user.

For driving, the use of a Diesel Hammer or Hydraulic Hammer is preferred as the hammer blows are more likely to be co-axial with the pile than in the case of a drop hammer.

The hammer selection will depend on the pile size, pile weight and bearing capacity.

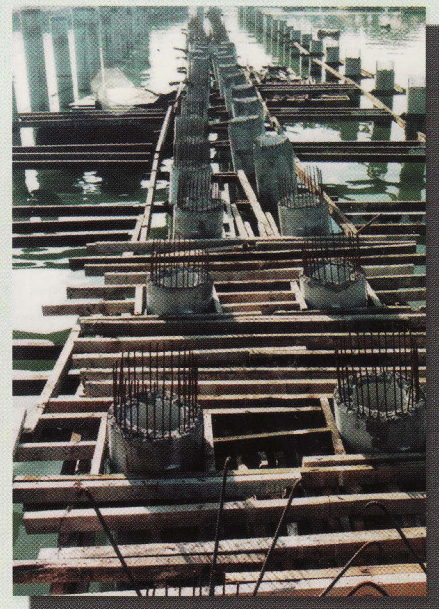
The table below gives a general recommendation of types of Diesel Hammers and Hydraulic Hammer to be used for driving WIKI piles.

Dynamic Capacity Formula/ Driving Formula

• Hilley Formula for Diesel Hammer

$$R_d = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)} \cdot \frac{W_r + e^2 \cdot W_p}{W_r + W_p}$$

- Where:
- R_d : Ultimate Bearing Capacity of Pile (ton)
 - f : Relative efficiency of hammer
 - $f = 1.00$ for diesel hammer
 - $f = 0.75$ for drop hammer
 - E_n : Hammer energy as stated by manufacturer
 - $E_n = 2 \cdot W_r \cdot H$ for diesel hammer
 - $E_n = W_r \cdot H$ for drop hammer
 - W_r : Ram mass (ton)
 - H : Drop height of ram (m)
 - e : Coefficient of restitution
 - $e = 0.25$ for concrete Pile
 - W_p : Pile mass (ton)
 - S : Set (pile penetration) per blow (m)
 - C_1 : Elastic compression of cushion and cap (m)
 - C_2 : Elastic compression of pile (m)
 - C_3 : Elastic compression of soil (m)



Values for C_1 , C_2 , and C_3 for Hilley Formula for Diesel Hammer

	Easy Driving $p_{1,2,3} = 35 \text{ kg/cm}^2$	Medium Driving $p_{1,2,3} = 70 \text{ kg/cm}^2$	Hard Driving $p_{1,2,3} = 105 \text{ kg/cm}^2$	Very Hard Driving $p_{1,2,3} = 140 \text{ kg/cm}^2$
C_1 (m)	p_1 : on cushion or Pile Butt if No Cushion 0.003	p_1 : on head or cap 0.006	p_1 : on head or cap 0.010	p_1 : on head or cap 0.013
C_2 (m)	p_2 : for Concrete Piles $0.002 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.004 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.006 \times L$	p_2 : for Concrete Piles $0.008 \times L$
C_3 (m)	0 - 0.0025	0.0025	0.0025	0.0025

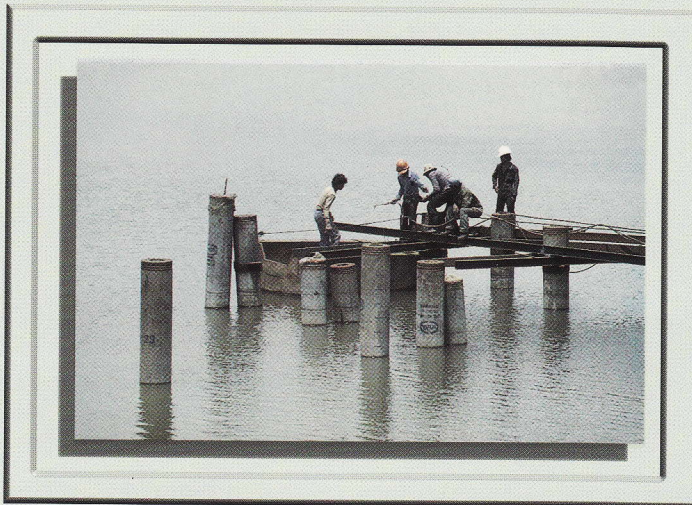
Notes: L Should be considered as length to center of driving resistance, not necessarily full length of pile (include additional value for followers)

• Hilley Formula for Hydraulic Hammer

$$R_d = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C_2 + C_3)} = \frac{f \cdot E_n}{S + 1/2(C_1 + C \sqrt{E_n} + C_3)}$$

Where:

- R_d : Ultimate Bearing Capacity of Pile (ton)
- f : Relative efficiency of hammer (=2.5)
- E_n : Energy readout on Hydrohammer control panel (KJ)
- S : Set (pile penetration) per blow (mm)
- C : Factor depending on type of Hydrohammer and Cross-sectional area of pile
- C_1 : Elastic compression of cushion and pile cap (mm)
- C_2 : Elastic compression of pile (mm)
- C_3 : Elastic compression of soil (mm)



Selection of Pile Driver

Pile Diameter (mm)	Type of DIESEL HAMMER ¹⁾		Type of HYDRO HAMMER ²⁾	
	Single Pile	Jointed Pile	Single Pile	Jointed Pile
300	K 13	K 13	S 35	S 35
350	K 13	K 13/ K 25	S 35	S 35
400	K 25	K 25/ K 35	S 35	S 35/ S 60/ S 70
450	K 25/ K 35	K 35	S 35/ S 60/ S 70	S 60/ S 70
500	K 35	K 35/ K 45/ KB 45	S 60/ S 70	S 60/ S 70/ S 90
600	K 45/ KB 45	K 45/ KB 45/ KB 60	S 60/ S 70	S 60/ S 70/ S 90

Notes: 1) Taken from Kobe DIESEL PILE HAMMER Manual. The Figure following K or KB represent the weight of ram in KN
 2) Taken from the IHC HYDROHAMMER Manual. The figure following S represent the Striking Energy in KJ

● The important aspect for piling works

1. Use driving machine with length of boom 12-18 m and length of leader 18-24 m for maximum pile length 12-18 m.
2. Use Diesel or Hydraulic hammer with Specification as seen on table.
3. Use suitable pile helmet for each type of pile.
4. Use timber sleeper with minimum thickness 10 cm.
5. Pitch the pile and place it in desire position.
6. The hammer, pile helmet and pile must be coaxial and the maximum allowable eccentricity is 10 mm.
7. Pile should be driven to the predetermined depth (specified by the Engineer) or to a satisfactory set. Do not over drive a pile.
8. Record data during driving for each 0.3 m penetration until final set, or to a predetermined depth.

● The data include:

- Date of driving
- Pile number
- Date of production
- Date of installation.
- Type of pile, size & length.
- Drop height and weight of hammer.
- Number of blow for each penetration (every 0.3 m to final set)
- Time schedule of driving including interruption.
- Final set
- Ground level and final level
- Alignment and deviation of pile

**CONVERSION TABLE**

NO.	TO CONVERT FROM	TO	MULTIPLY BY
1	Pound (lb) avourdupois	Kilogram (Kg)	0.4535924
2	Inch (in)	Centimeter (Cm)	2.54
3	Square Inch (in ²)	Square Centimeter (Cm ²)	6.452
4	Poound per Square Inch (Psi)	Kilogram per Square Centimeter (Kg/Cm ²)	0.07031
5	Concrete Cube Sample 15 x 15 x 15 cm	Concrete Cylinder sample 15 x 30 cm	0.83

● Using SPT Data

Meyerhoff has correlated the shaft and base resistance of Pile with the result of a standard penetration test. For displacement piles in saturated sand. The ultimate load is given by:

$$P_u = 40 \bullet N \bullet A_b + \frac{\bar{N} \bullet A_s}{5}$$

Where:

- P_u = Ultimate load capacity (ton)
- N = Standard penetration number at pile base
- \bar{N} = Average value of N along pile shaft
- A_b = Area of pile base (m^2)
= $\pi D^2/4$
- A_s = Gross surface area of shaft (m^2)

Permissible Load Capacity of displacement piles (end bearing only), tons

Dia. of Piles (mm)		300	350	400	450	500	600
$A_b (m^2)$		0,0707	0,0962	0,1257	0,1590	0,1963	0,2827
STANDARD PENETRATION NUMBER, N	25	24	32	41	52	65	94
	30	28	38	50	63	78	113
	35	33	44	58	74	91	131
	40	38	51	67	84	104	150
	45	43	57	75	95	117	169
	50	47	64	83	105	130	188
	55	52	70	92	116	143	207
	60	57	76	100	127	157	226

● Using Sondir Data

$$P_u = q_c \bullet A + \sum t_f \bullet R$$

Where :

- P_u = Ultimate axial soil bearing capacity (t)
- q_c = Cones value (t/cm^2)
- A = Cross section area of end of pile (cm^2)
- $\sum t_f$ = Total friction along pile body (t/cm)
- R = Perimeter of Pile (cm)

TUGAS AKHIR - RC5501

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113030025

ARJUN ARIEF W
NRP. 3113030108

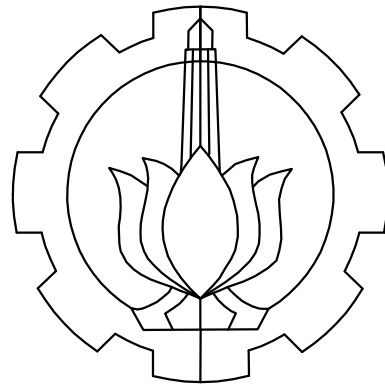
DOSEN PEMBIMBING 1
Ir. Ibnu Pudji Rahardjo, MS

DOSEN PEMBIMBING 2
Ir. Chomaedhi, CES.Geo

JURUSAN DIII TEKNIK SIPIL
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2017

GAMBAR PERENCANAAN

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68 + 125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON
BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG



Disusun Oleh :

Mahasiswa 1 :

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP : 3113 030 025

Mahasiswa 2 :

ARJUN ARIEF W
NRP : 3113 030 108

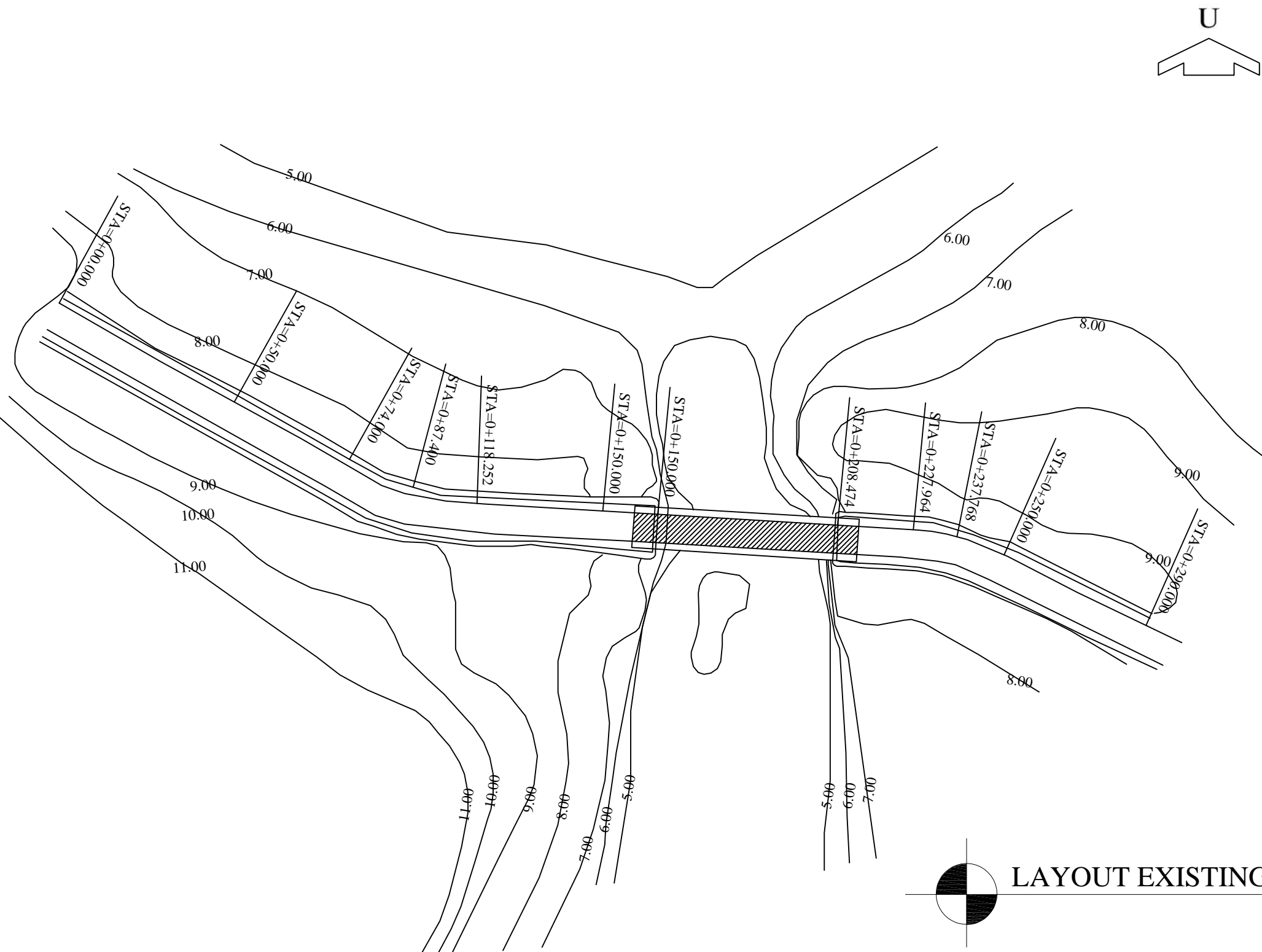
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER
FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
PROGRAM STUDI DIPLOMA TEKNIK SIPIL
BANGUNAN TRANSPORTASI

DAFTAR GAMBAR

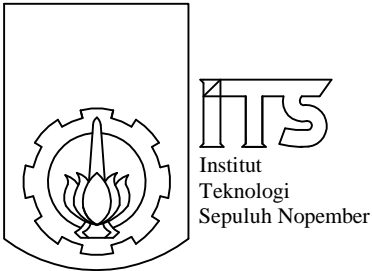
JUDUL GAMBAR	SKALA	KODE	NO.	JUDUL GAMBAR	SKALA	KODE	NO.
PETA LOKASI	NTS	A	1	PENULANGAN GIRDER TEPI	1 : 25	STR	13
SINGKATAN DAN SIMBOL	NTS	A	2	PENULANGAN GIRDER TEPI	1 : 25	STR	14
LAYOUT EXISTING	NTS	A	3	PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH	1 : 25	STR	15
POTONGAN MEMANJANG JEMBATAN	1 : 100	STR	4	PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH	1 : 25	STR	16
DENAH JEMBATAN	1 : 100	STR	5	PENULANGAN GIRDER TENGAH	1 : 25	STR	17
POTONGAN MELINTANG JEMBATAN	1 : 50	STR	6	PENULANGAN GIRDER TENGAH	1 : 25	STR	18
DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA	1 : 50	STR	7	POTONGAN MEMANJANG ABUTMENT A1	1 : 20	STR	19
TAMPAK SAMPING GIRDER	1 : 50	STR	8	TAMPAK ATAS ABUTMENT A1	1 : 25	STR	20
PENULANGAN DIAFRAGMA, PELAT KANTILEVER, TIANG SANDARAN	1 : 20	STR	9	POTONGAN MEMANJANG ABUTMENT A2	1 : 20	STR	21
PENULANGAN PELAT LANTAI	1 : 50	STR	10	TAMPAK ATAS ABUTMENT A2	1 : 25	STR	22
PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TEPI	1 : 25	STR	11	POTONGAN MEMANJANG PILAR	1 : 20	STR	23
PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TEPI	1 : 25	STR	12	TAMPAK ATAS PILAR	1 : 25	STR	24

DAFTAR GAMBAR

JUDUL GAMBAR	SKALA	KODE	NO.	JUDUL GAMBAR	SKALA	KODE	NO.
POTONGAN MELINTANG ABUTMENT	1 : 40	STR	25				
DENAH POTONGAN PILE CAP ABUTMENT	1 : 40	STR	26				
DETAIL PENULANGAN ABUTMENT	1 : 12.5	STR	27				
PENULANGAN ABUTMENT, PLAT INJAK, WING WALL	1 : 20	STR	28				
DETAIL LATERAL STOPPER	1 : 8	STR	29				
POTONGAN MELINTANG PILAR	1 : 40	STR	30				
DENAH POTONGAN PILE CAP PILAR	1 : 40	STR	31				
DETAIL PENULANGAN PILAR	1 : 50	STR	32				
PONDASI TIANG PANCANG	1 : 100	STR	33				
ELASTOMER BEARING PAD	1 : 100	STR	34				



LAYOUT EXISTING



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

LAYOUT EXISTING

N T S

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

A

03

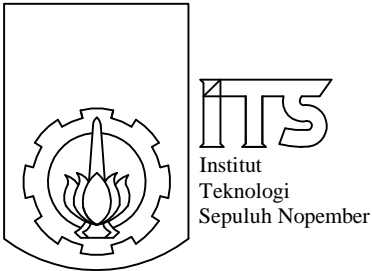
34

SINGKATAN DAN LEGENDA

	KABUPATEN / KOTAMADYA
	KECAMATAN
	KOTA LAIN
	BATAS KABUPATEN / KOTAMADYA
	JALAN PROPINSI
	JALAN KABUPATEN / KOTAMADYA
	JALAN KERETA API
B	LEBAR JALAN (B=Bp+2Bs)
Bp	LEBAR PERKERASAN
Bs	LEBAR BAHU JALAN
Bg	LEBAR DASAR SALURAN
b	LEBAR PELEBARAN PADA TIKUNGAN
	AS JALAN
	DIAMETER
	SUPER ELEVASI PERKERASAN (KEMIRINGAN MELINTANG)
	PERSEN
	SUDUT TIKUNGAN
R	JARI-JARI TIKUNGAN
L	PANJANG TIKUNGAN
S	KABUPATEN / KOTAMADYA
ELEV	ELEVASI (KETINGGIAN)
KM	KILOMETER
MAKS	MAKSIMUM
MIN	MINIMUM
STA	STASION
BM	BENCH MARK
Ki	KIRI
Ka	KANAN

LP	LAPIS PERMUKAAN
LPA	LAPIS PONDASI ATAS
LPB	LAPIS PONDASI BAWAH
	MUKA AIR NORMAL
	MUKA AIR BANJIR
	PI DARI LENGKUNG HORISONTAL
	PVI DARI LENGKUNG VERTIKAL
	TS DAN ST (awal dan akhir lengkungan)
	SUNGAI
	GARIS KETINGGIAN (KONTUR)
	TIMBUNAN TANAH / URUGAN
	GALIAN TANAH
	TEMBOK PENAHAN TANAH
	GORONG-GORONG YANG ADA
	GORONG-GORONG RENCANA
	JEMBATAN YANG ADA
	JEMBATAN RENCANA
	GORONG-GORONG KOTAK
	BANGUNAN RUMAH
	BANGUNAN YANG DI GUSUR
	MASJID
	GEREJA
	KUBURAN ISLAM
	KUBURAN KRISTEN
	REL PENGAMAN
	DAERAH MILIK JALAN
	RAMBU LALU LINTAS
ES	KEMIRINGAN MELINTANG PADA BAHU JALAN

	TIANG PENUNTUN
	TIANG PENUNTUN RENCANA
	PATOK TRIANGULASI
	PAL KM
	SAWAH
	RAWA
	WADUK
	MUKA TANAH ASLI
	RERUMPUTAN
	KEBUN KELAPA
	SEMAK-SEMAK
	LADANG
	KEBUN KARET



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

SINGKATAN DAN SIMBOL

N T S

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

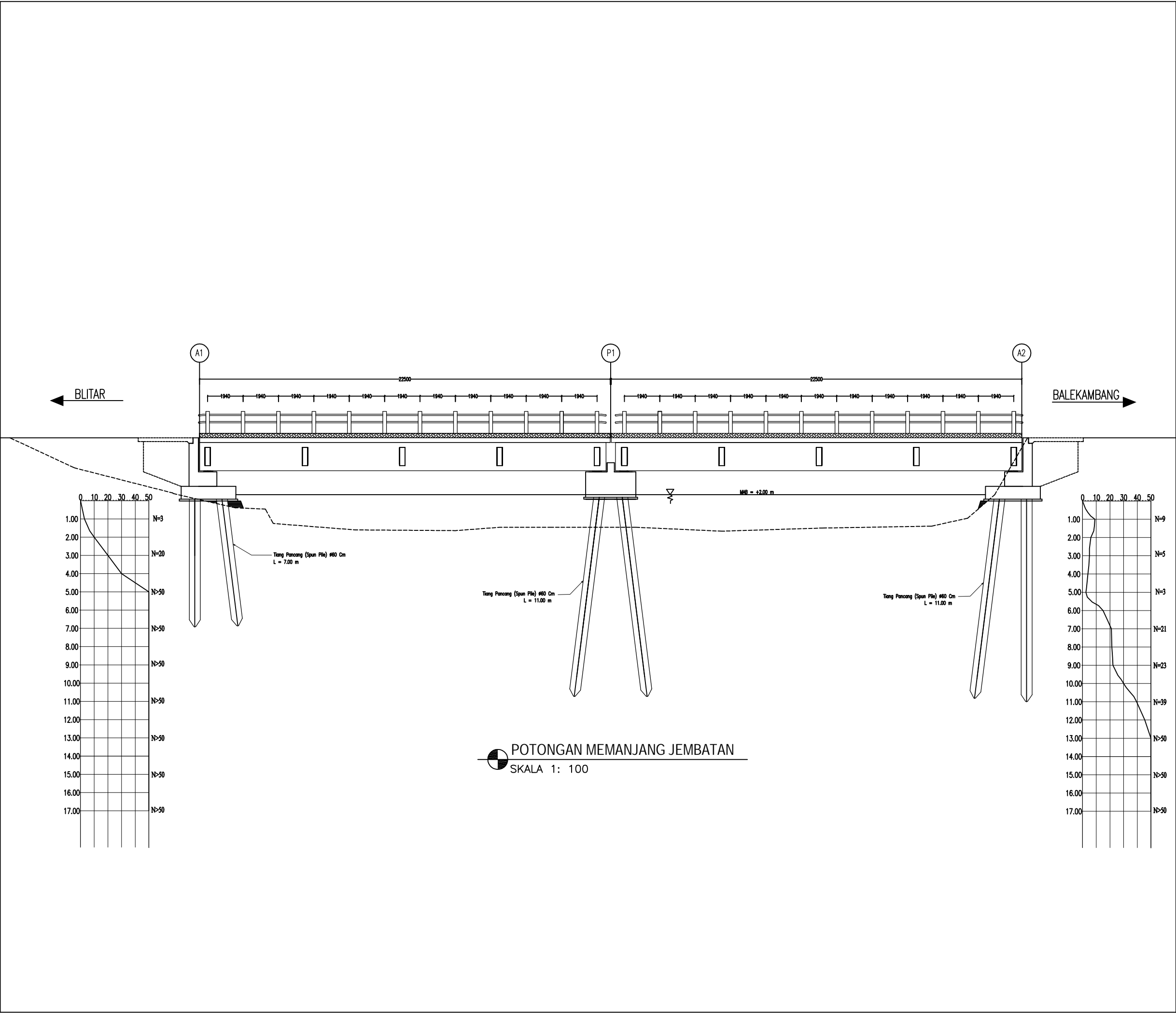
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

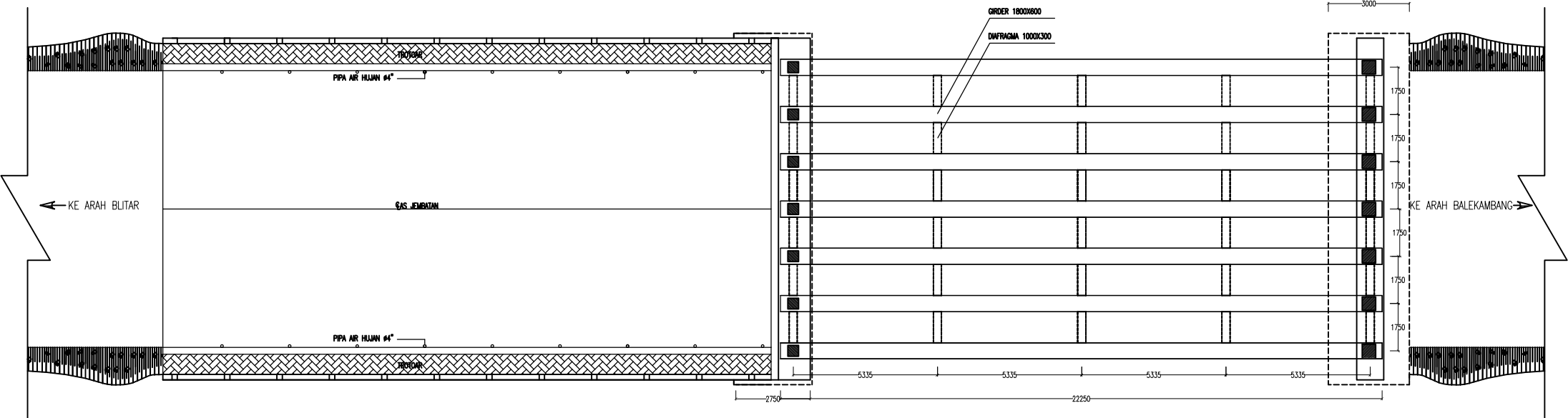
A

02

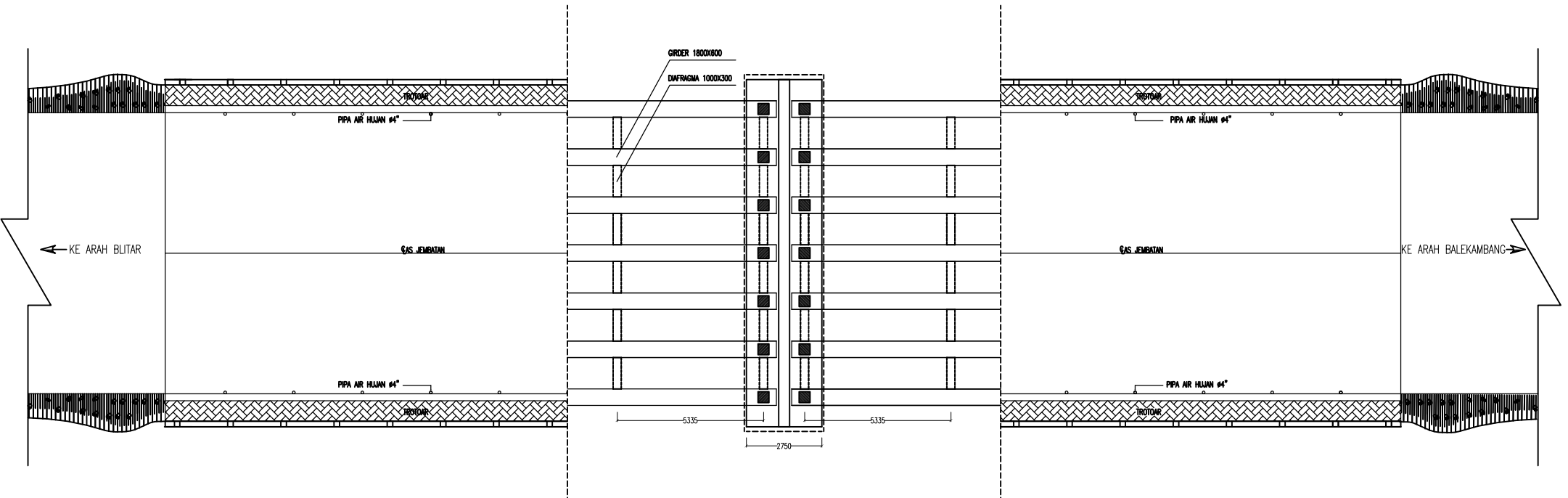
34



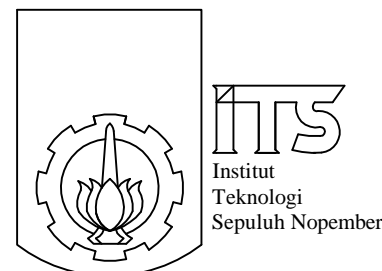
<div><div></div><div><div>ITS</div><div>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div></div></div>		
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
POT. MEMANJANG JEMBATAN	1 : 100	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	04	34



DENAH JEMBATAN SENGKARING
SKALA 1: 100



TAMPAK ATAS JEMBATAN
SKALA 1: 100



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH JEMBATAN
TAMPAK ATAS JEMBATAN

1 : 100
1 : 100

KETERANGAN

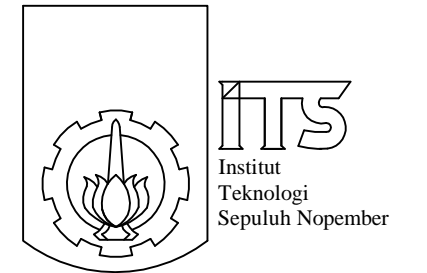
Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

STR 05 34



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

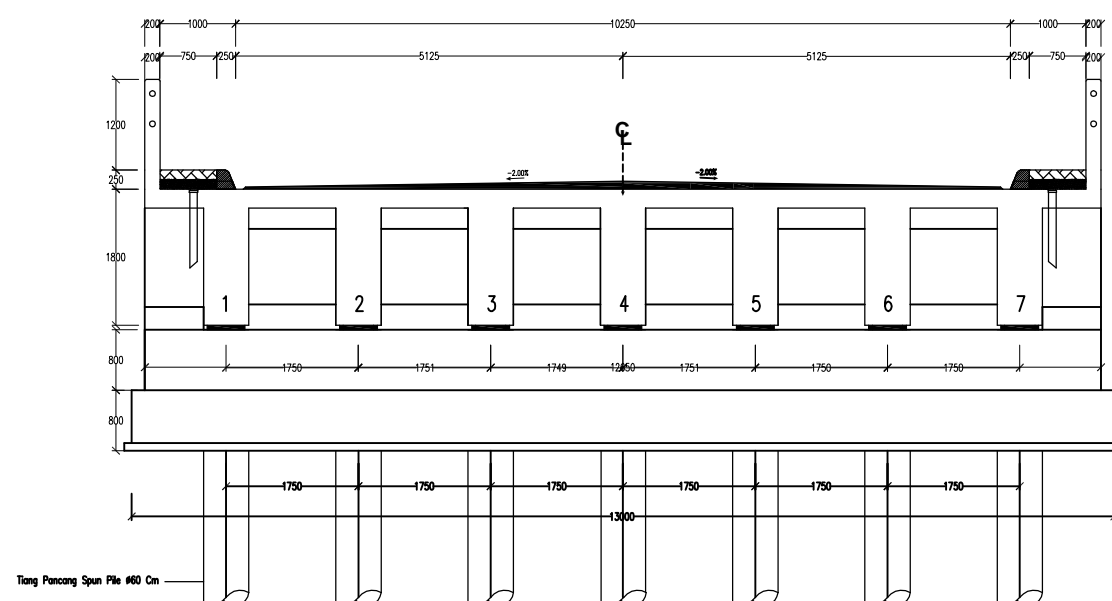
NAMA GAMBAR	SKALA
POT. MELINTANG JEMBATAN	1 : 50

KETERANGAN

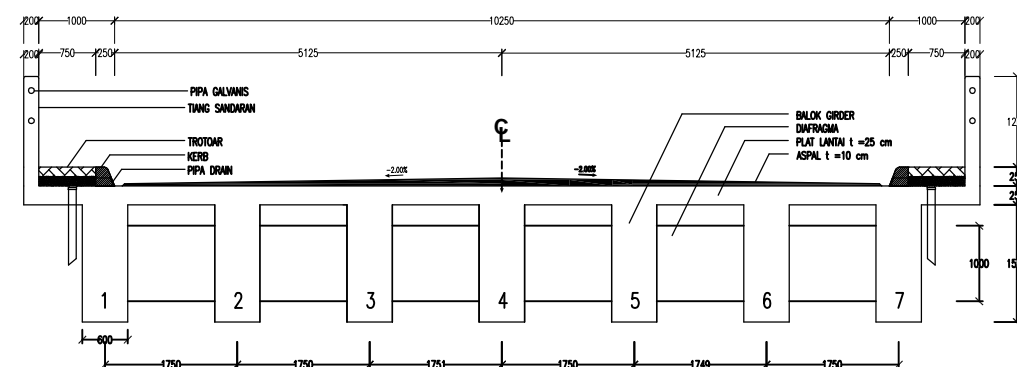
Data Bahan :

f_c'	= 30 Mpa
f_y tulangan lentur	= 390 Mpa
f_y tulangan geser	= 240 Mpa

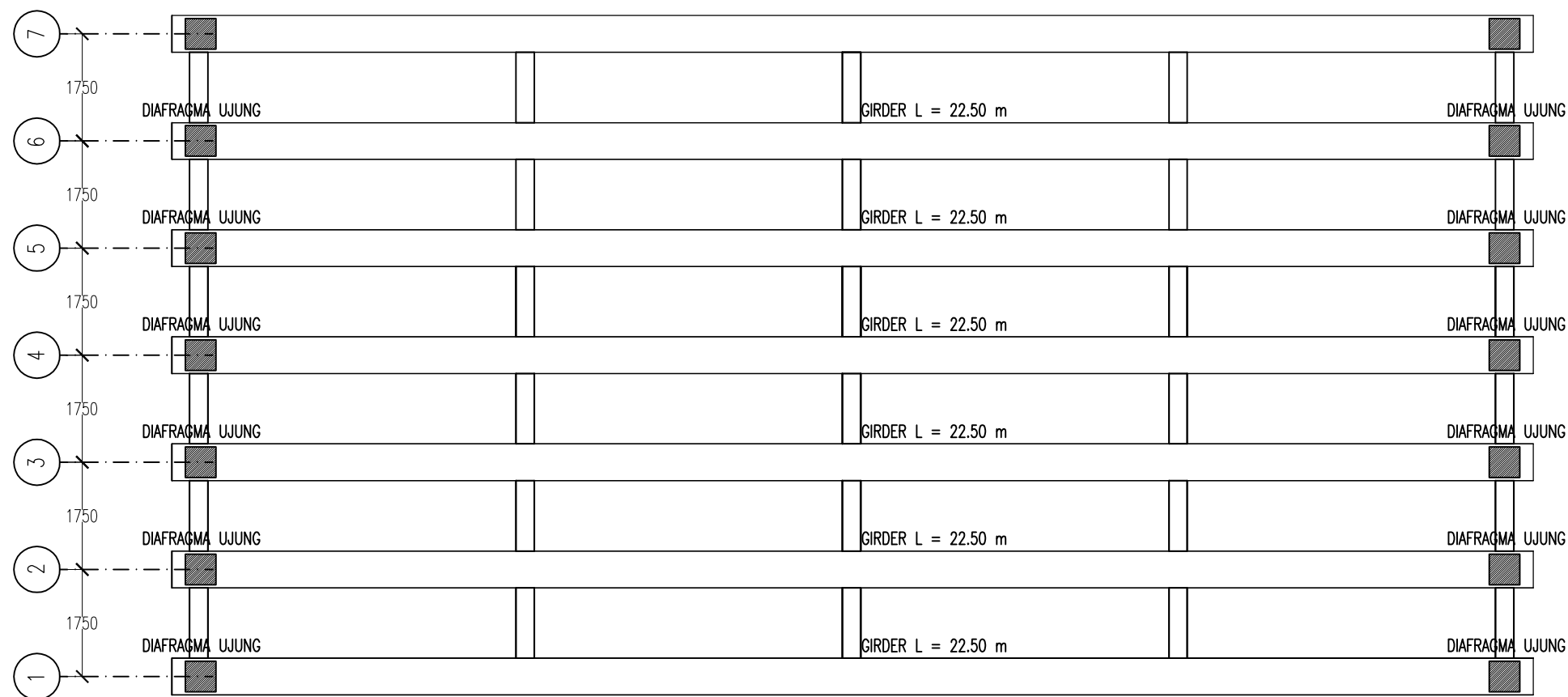
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	06	34



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN (ABUTMENT)
SKALA 1: 50



POTONGAN MELINTANG JEMBATAN (TENGAH)
SKALA 1: 50



 **DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA**
SKALA 1: 50



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH GIRDER DAN DIAFRAGMA

1 : 50

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

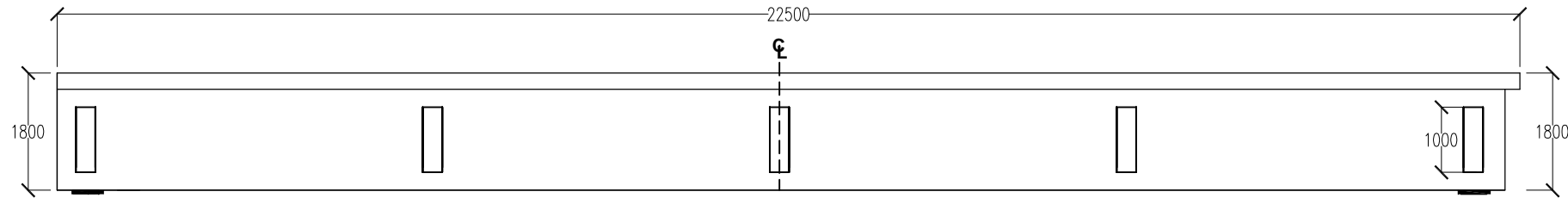
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

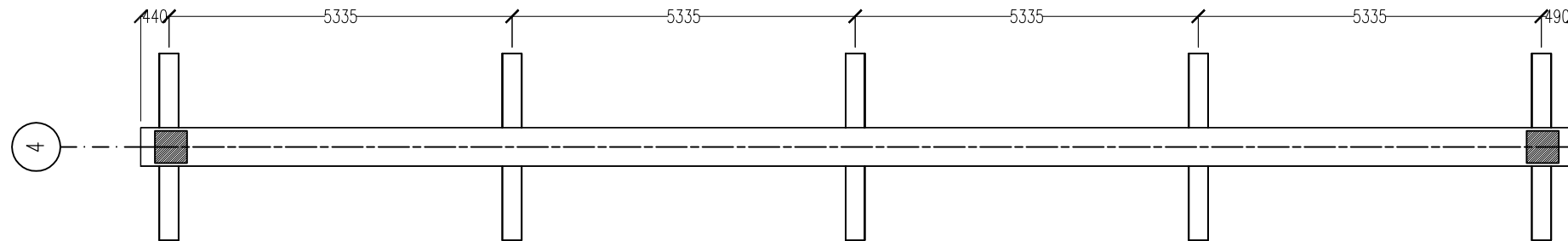
STR

07

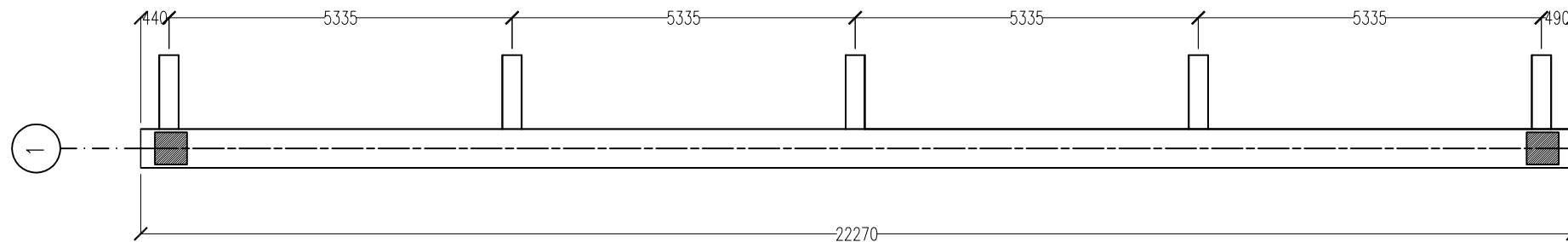
34



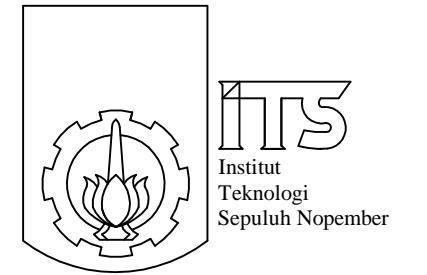
TAMPAK SAMPING GIRDER
SKALA 1: 50



TAMPAK ATAS (GIRDER TENGAH)
SKALA 1: 50



TAMPAK ATAS (GIRDER TEPI)
SKALA 1: 50



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

TAMPAK SAMPING GIRER
TAMPAK ATAS (GIRDER TENGAH)
TAMPAK ATAS (GIRDER TEPI)

1 : 50
1 : 50
1 : 50

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

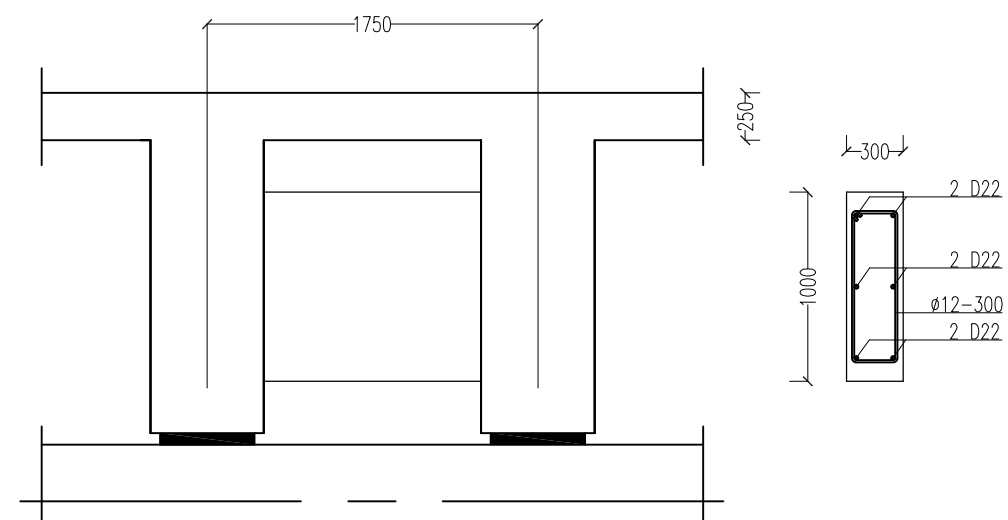
NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

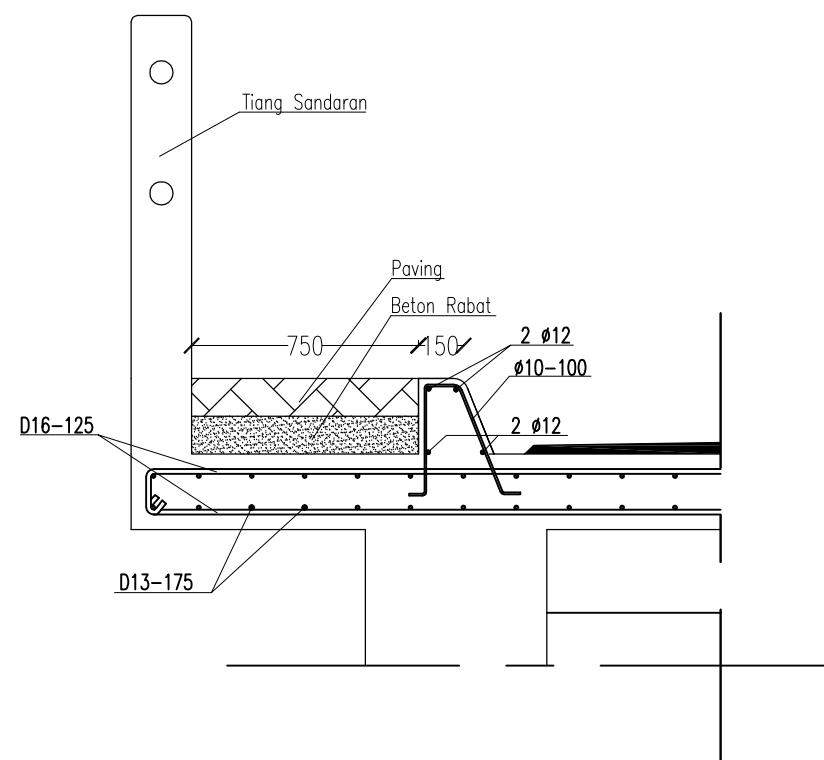
STR

08

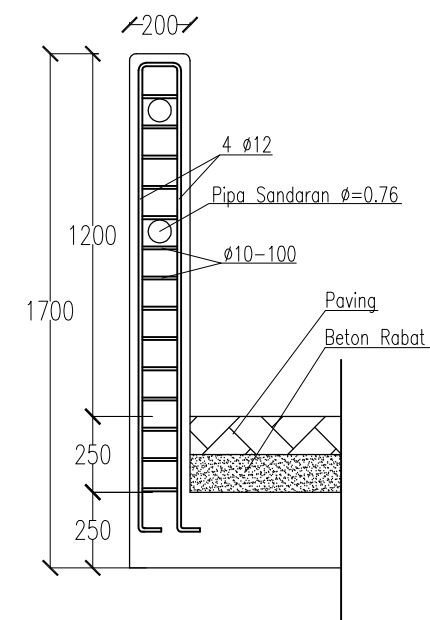
34



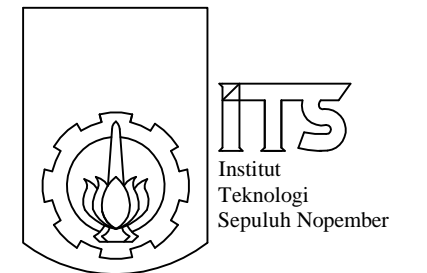
 **DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA**
SKALA 1: 20



 **DETAIL PENULANGAN PELAT KANTILEVER**
SKALA 1: 12.5



 **DETAIL PENULANGAN TIANG SANDARAN**
SKALA 1: 12.5



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN DIAFRAGMA
DETAIL PENULANGAN PELAT
KANTILEVER
DETAIL PENULANGAN TIANG
SANDARAN

1 : 20
1 : 12.5
1 : 12.5

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

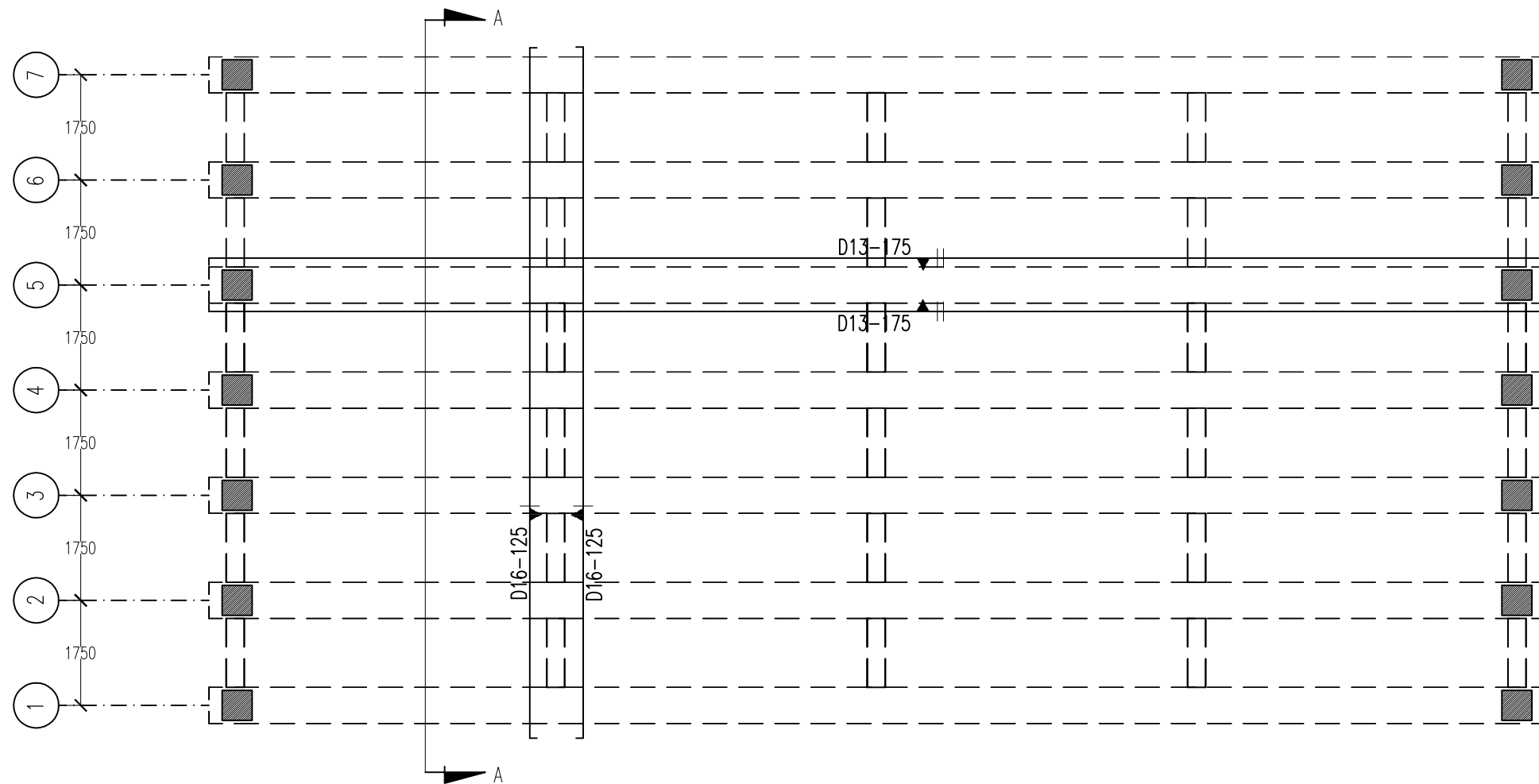
NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

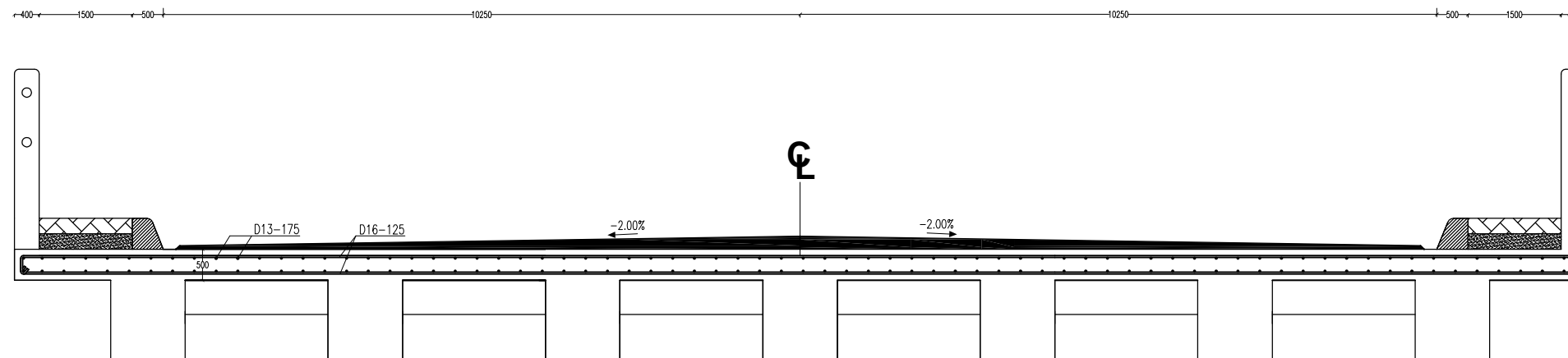
STR

09

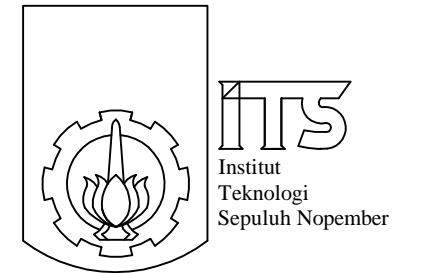
34



 **DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI**
SKALA 1: 50



 **POTONGAN A - A PELAT LANTAI**
SKALA 1: 25



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN PELAT LANTAI
POTONGAN A - A' PELAT LANTAI

1 : 50
1 : 25

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

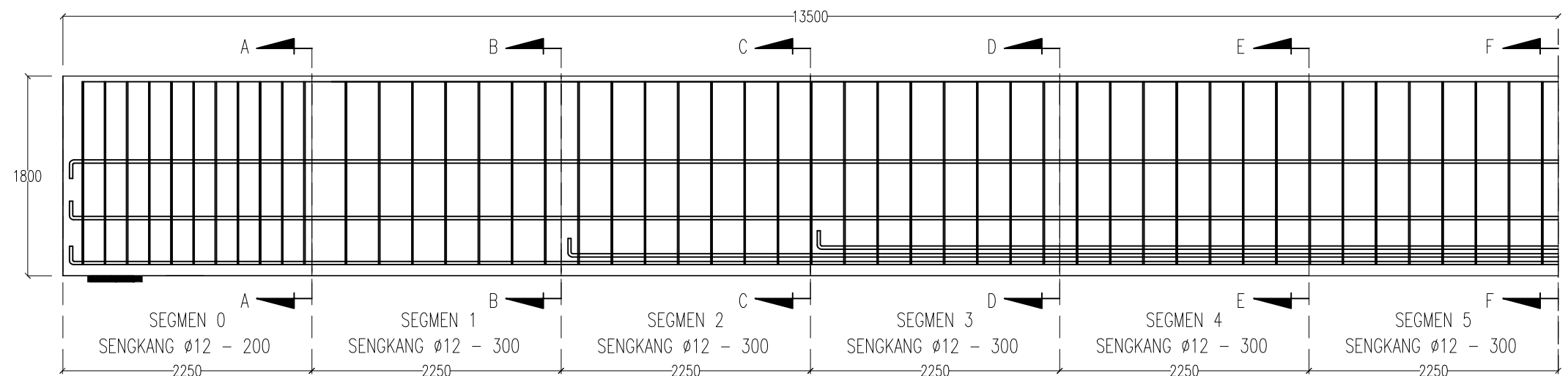
NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

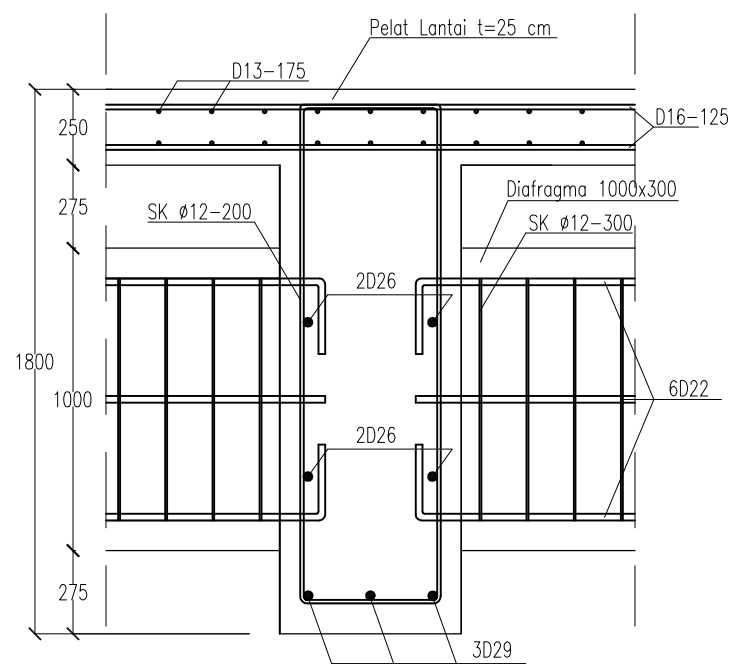
STR

10

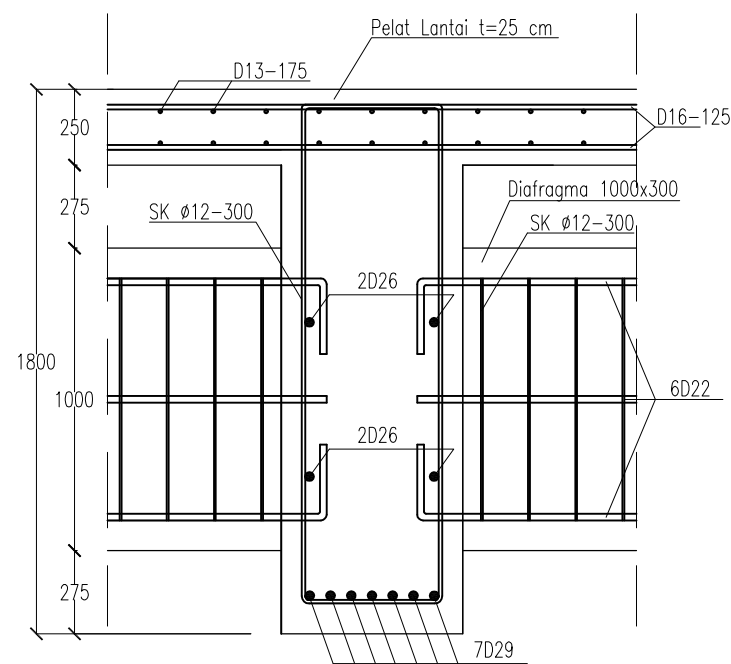
34



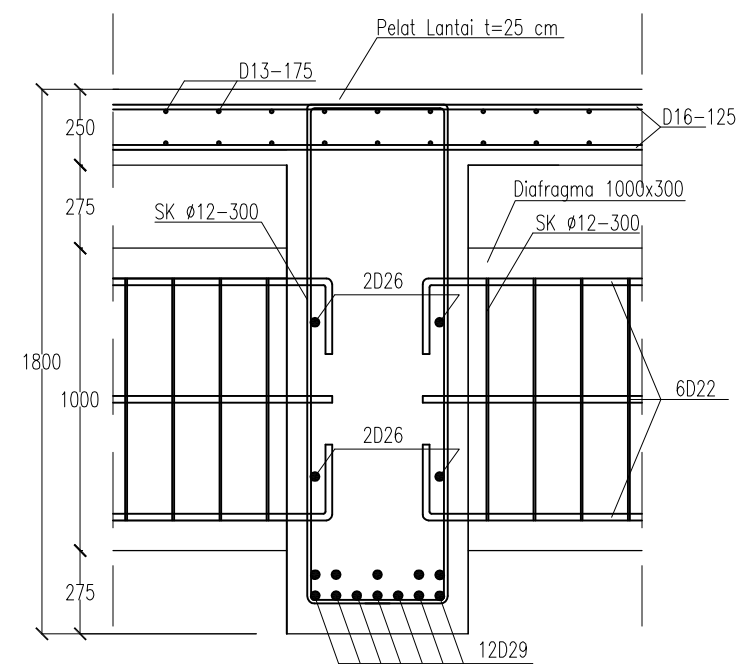
 **PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TEPI**
SKALA 1: 25



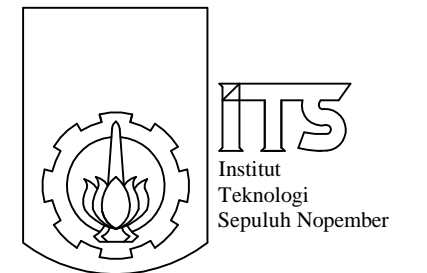
 **POTONGAN A - A**
SKALA 1: 12,5



 **POTONGAN B - B**
SKALA 1: 12,5



 **POTONGAN C - C**
SKALA 1: 12,5



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

PENULANGAN MEMANJANG
GIRDER TEPI
POT A - A'
POT B - B'
POT C - C'

1 : 25
1 : 12,5
1 : 12,5
1 : 12,5

KETERANGAN

Data Bahan :
 f_c' = 30 Mpa
 f_y tulangan lentur = 390 Mpa
 f_y tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

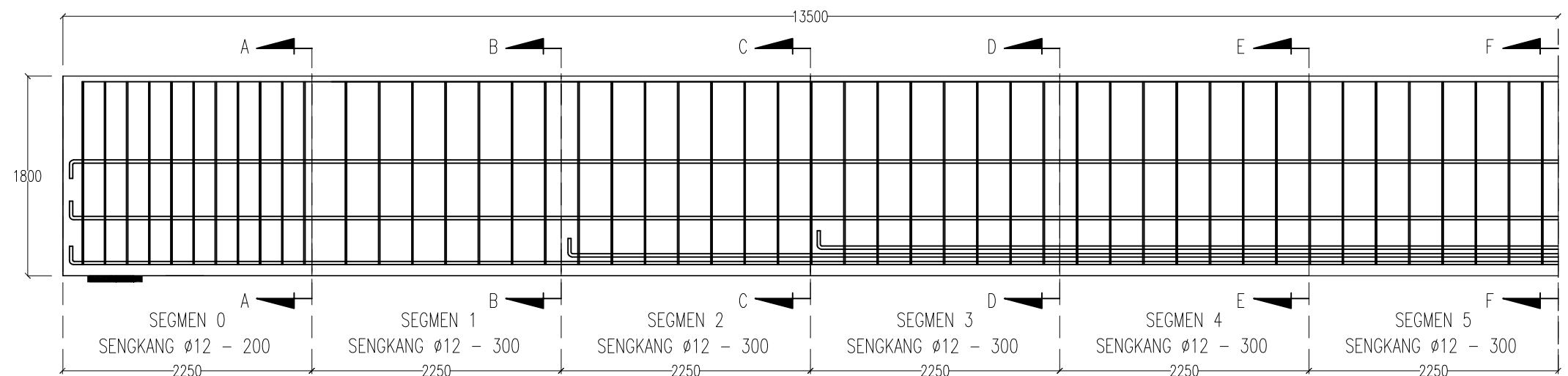
NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

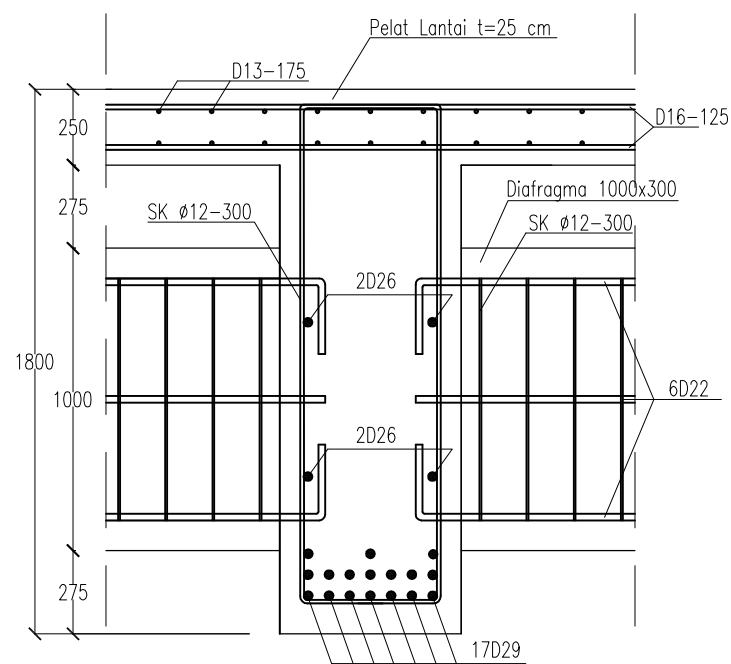
STR

11

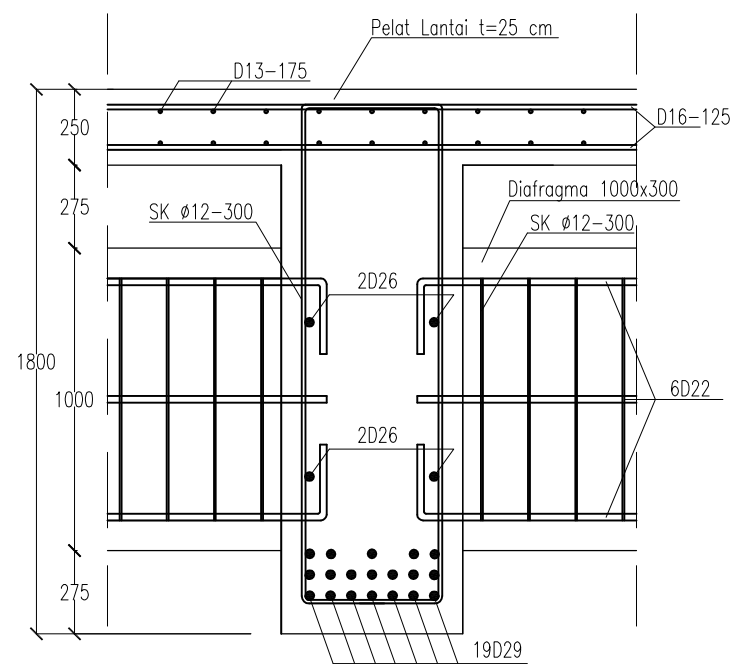
34



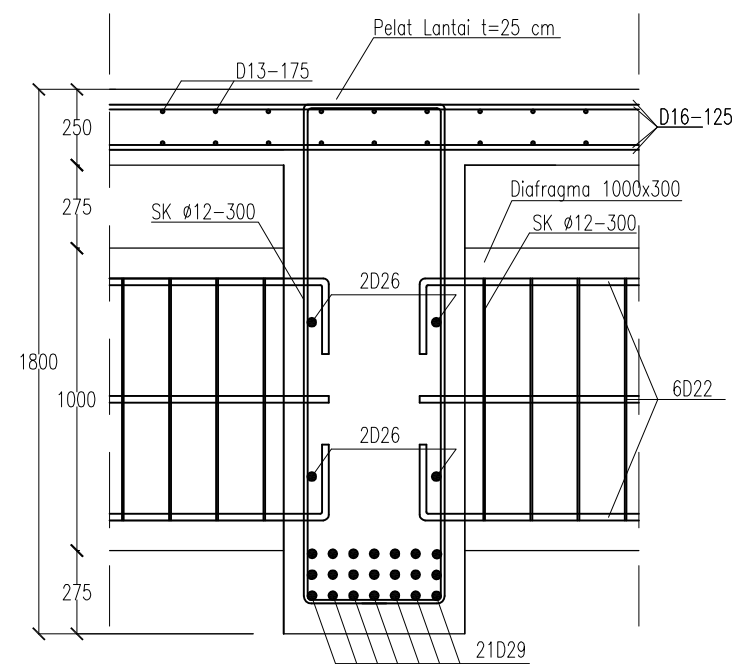
 **PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TEPI**
SKALA 1: 25



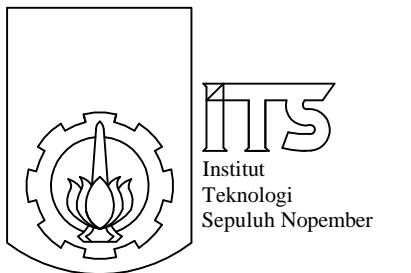
 **POTONGAN D - D**
SKALA 1: 12,5



 **POTONGAN E - E**
SKALA 1: 12,5



 **POTONGAN F - F**
SKALA 1: 12,5



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

PENULANGAN MEMANJANG
GIRDER TEPI
POT D - D'
POT E - E'

1 : 25

1 : 12,5

1 : 12,5

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

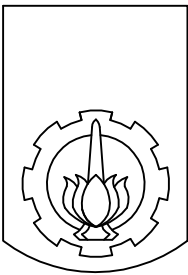
STR

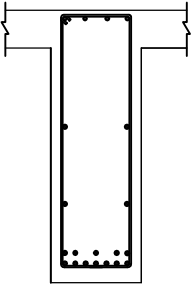
12

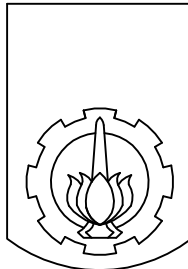
34

NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	GIRDER
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	600X1800
POSISI	TEPI 0–2,25	TEPI 2,25–4,50	TEPI 4,50–6,75	TEPI 6,75–9
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	4 D26
BAWAH	3 D29	7 D29	12 D29	17 D29
SENGKANG	Ø12–200	Ø12–300	Ø12–300	Ø12–300

NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	GIRDER
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	600X1800
POSISI	TEPI 9–11,25	TEPI 11,25–13,50	TEPI 13,50–15,75	TEPI 15,75–18
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	4 D26
BAWAH	19 D29	21 D29	19 D29	17 D29
SENGKANG	Ø12–300	Ø12–300	Ø12–300	Ø12–300

<div><div>ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div></div>		
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
PENULANGAN GIRDER TEPI	1 : 25	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	13	34

NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	
POSISI	TEPI 15,75–18	TEPI 18–20,25	TEPI 20,25–22,50	
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	
BAWAH	12 D29	7 D29	3 D29	
SENGKANG	ø12–300	ø12–300	ø12–200	

<div><div>ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div></div>		
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
PENULANGAN GIRDER TEPI	1 : 25	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	14	34

JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

PENULANGAN MEMANJANG
GIRDER TENGAH
POT A - A'
POT B - B'
POT C - C'

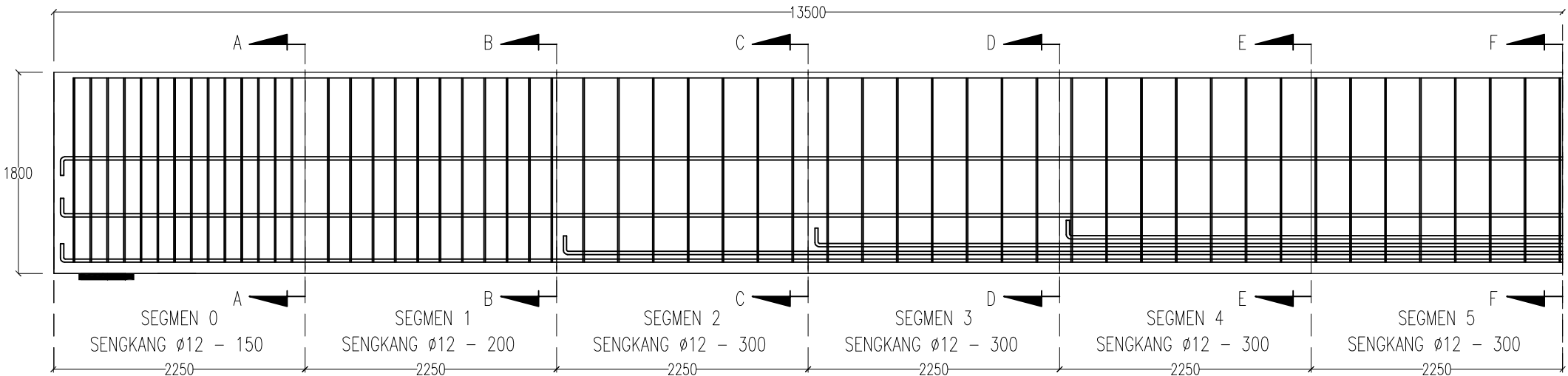
1 : 25
1 : 12,5
1 : 12,5
1 : 12,5

KETERANGAN

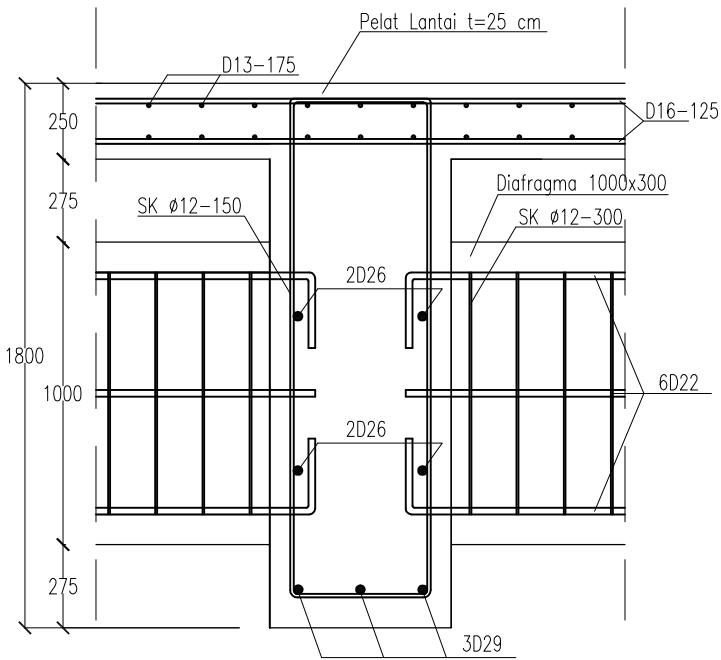
Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------------	-----------	---------------

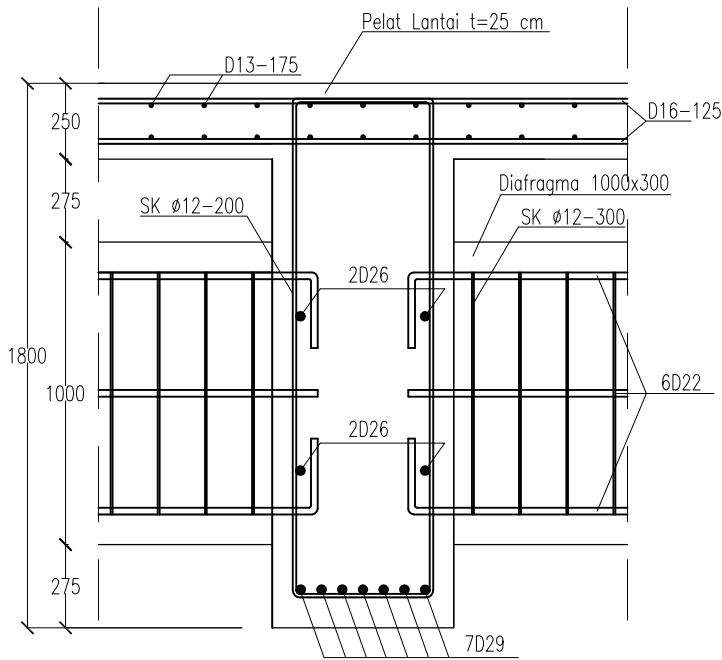
STR	15	34
-----	----	----



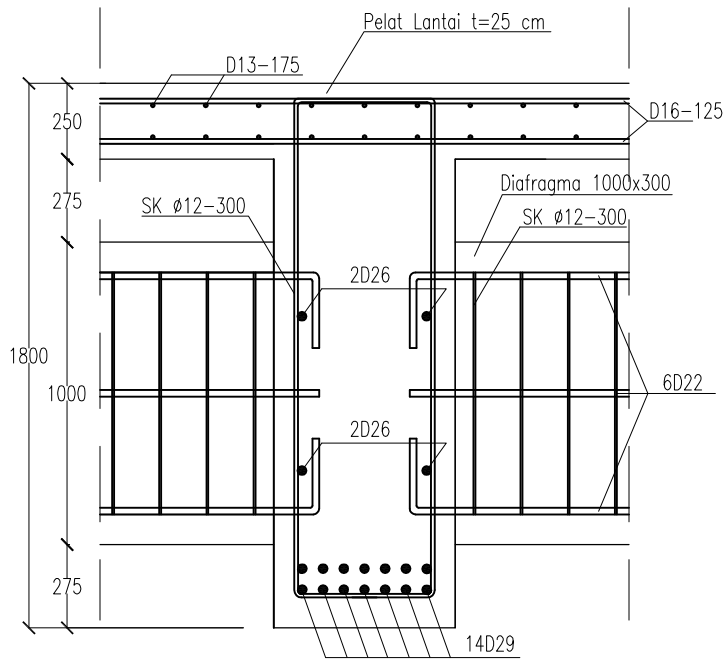
PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH
SKALA 1: 25



POTONGAN A - A
SKALA 1: 12,5



POTONGAN B - B
SKALA 1: 12,5



POTONGAN C - C
SKALA 1: 12,5

JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

PENULANGAN MEMANJANG
GIRDER TENGAH
POT D - D'
POT E - E'

1 : 25
1 : 12,5
1 : 12,5

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

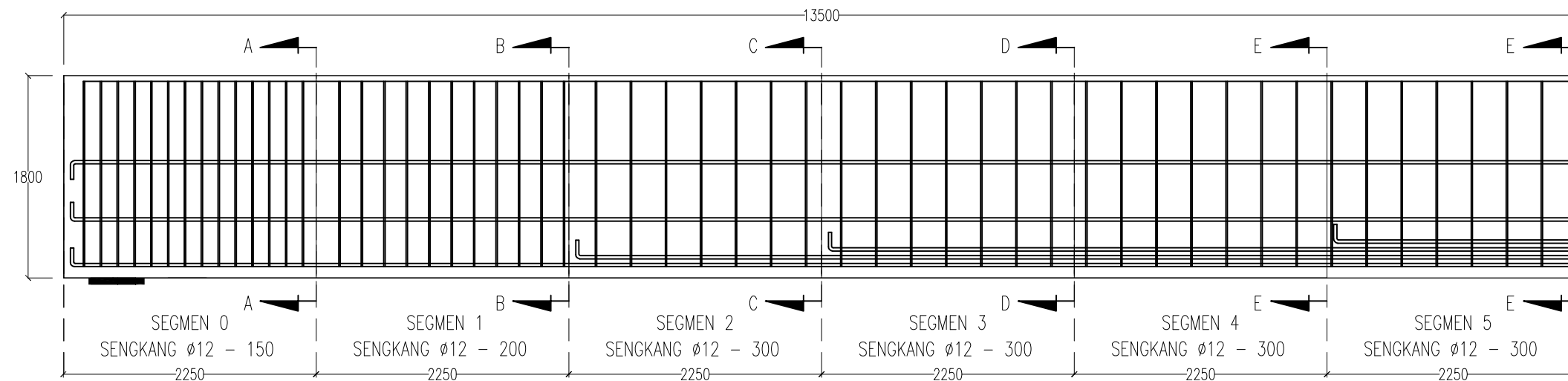
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

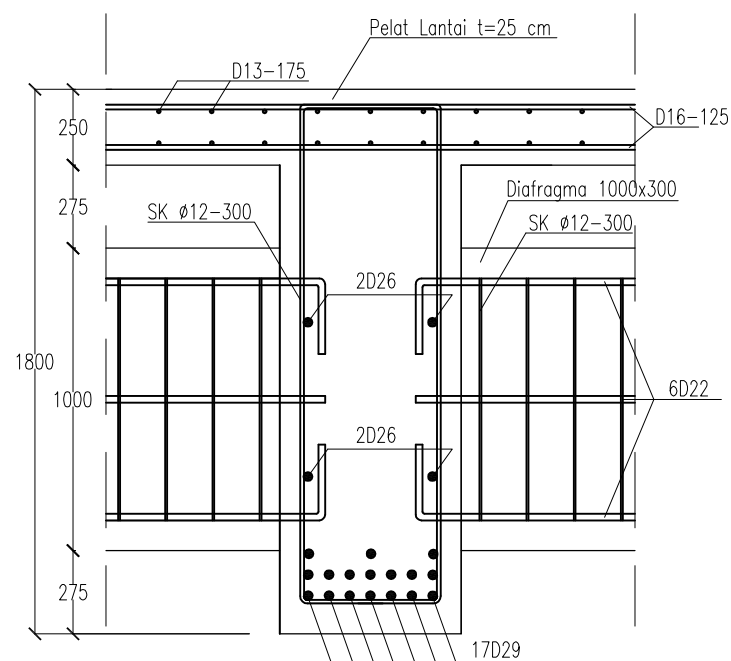
STR

16

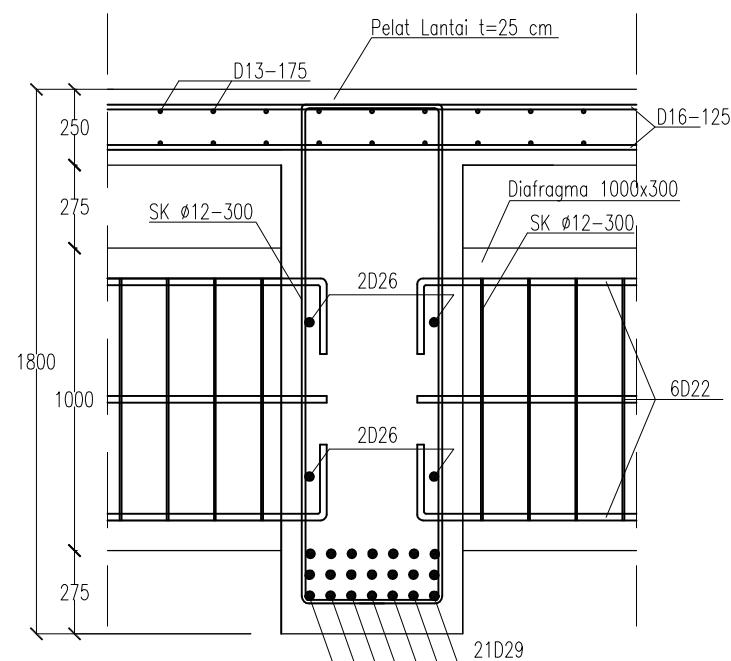
34



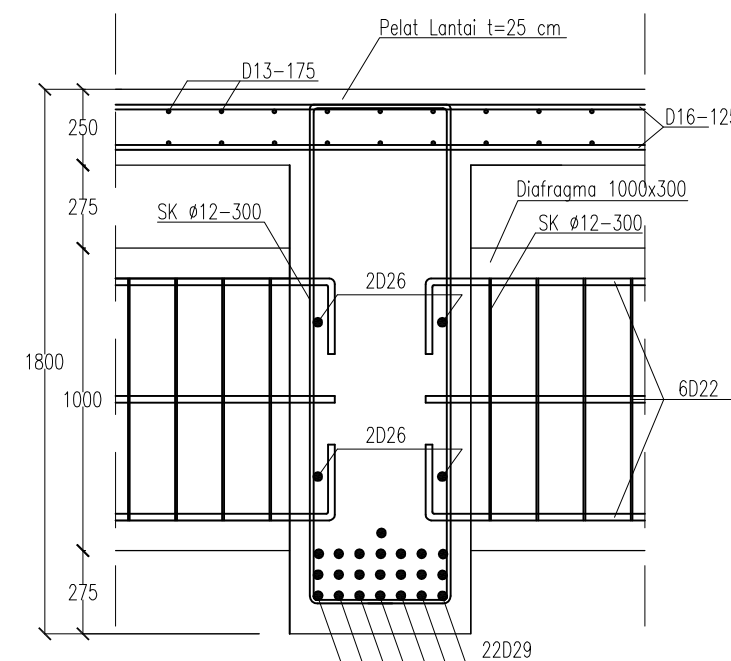
PENULANGAN MEMANJANG GIRDER TENGAH
SKALA 1: 25



POTONGAN D - D
SKALA 1: 12,5



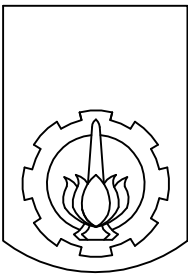

POTONGAN E - E
SKALA 1: 12,5



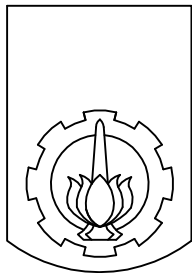
POTONGAN F - F
SKALA 1: 12,5

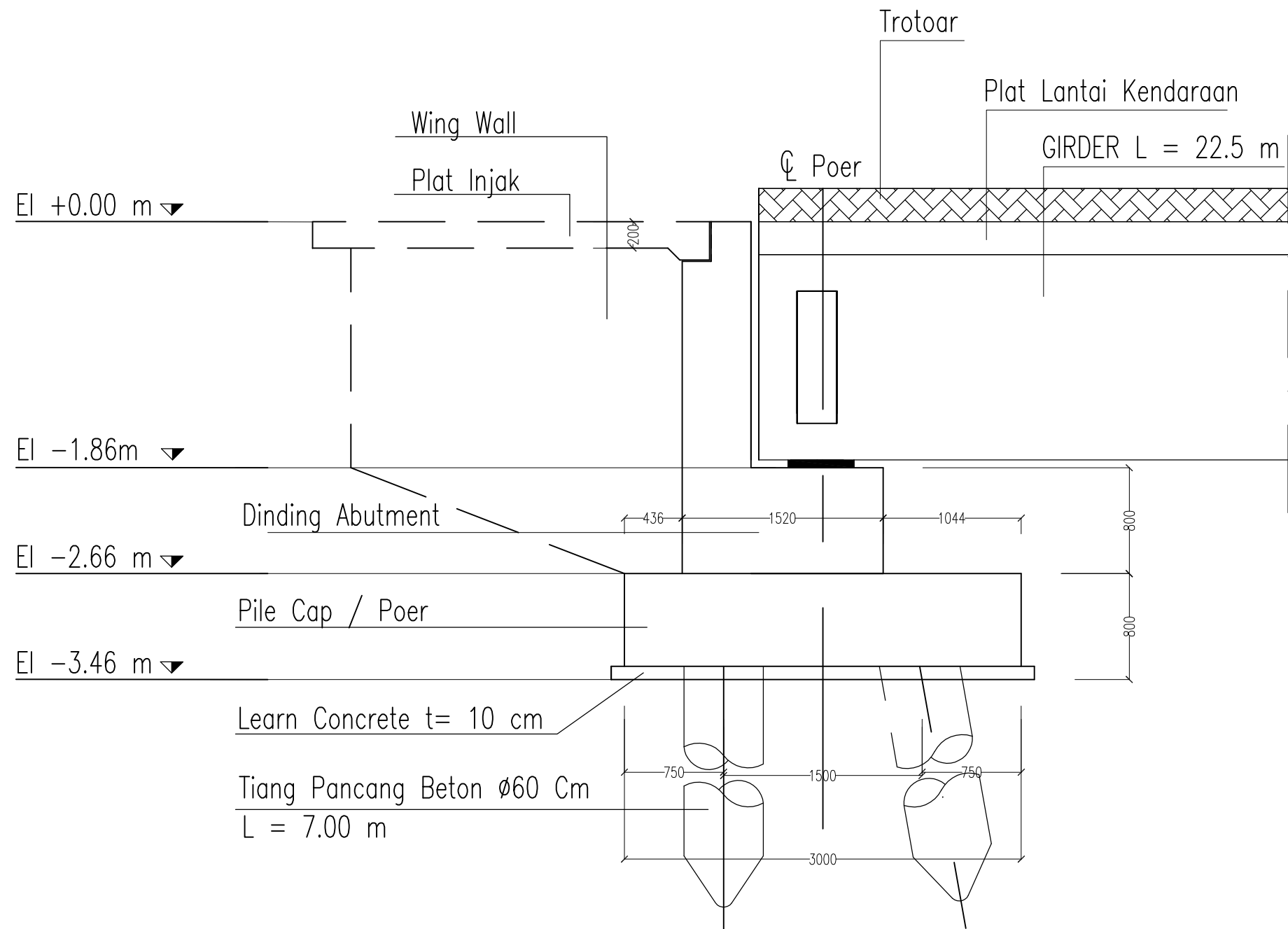
NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	GIRDER
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	600X1800
POSISI	TENGAH 0–2,25	TENGAH 2,25–4,50	TENGAH 4,50–6,75	TENGAH 6,75–9
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	4 D26
BAWAH	3 D29	7 D29	14 D29	17 D29
SENGKANG	ø12–150	ø12–200	ø12–300	ø12–300

NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	GIRDER
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	600X1800
POSISI	TENGAH 9–11,25	TENGAH 11,25–13,50	TENGAH 13,50–15,75	TENGAH 15,75–18
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	4 D26
BAWAH	21 D29	22 D29	21 D29	17 D29
SENGKANG	ø12–300	ø12–300	ø12–300	ø12–300

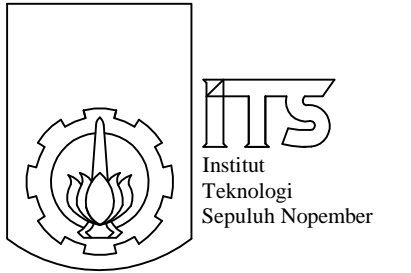
<div><div><p>Institut Teknologi Sepuluh Nopember</p></div></div>		
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
PENULANGAN GIRDER TENGAH	1 : 25	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	17	34

NAMA	GIRDER	GIRDER	GIRDER	
DIMENSI	600X1800	600X1800	600X1800	
POSISI	TENGAH 15,75–18	TENGAH 18–20,25	TENGAH 20,25–22,50	
SKETSA				
ATAS	4 D26	4 D26	4 D26	
BAWAH	14 D29	7 D29	3 D29	
SENGKANG	ø12–300	ø12–200	ø12–150	

<div><div>ITS Institut Teknologi Sepuluh Nopember</div></div>		
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
PENULANGAN GIRDER TENGAH	1 : 25	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	18	34



 **POTONGAN MEMANJANG ABUTMENT A1**
SKALA 1: 20



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. MEMANJANG ABUTMENT A1

1 : 20

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

**KODE
GAMBAR**

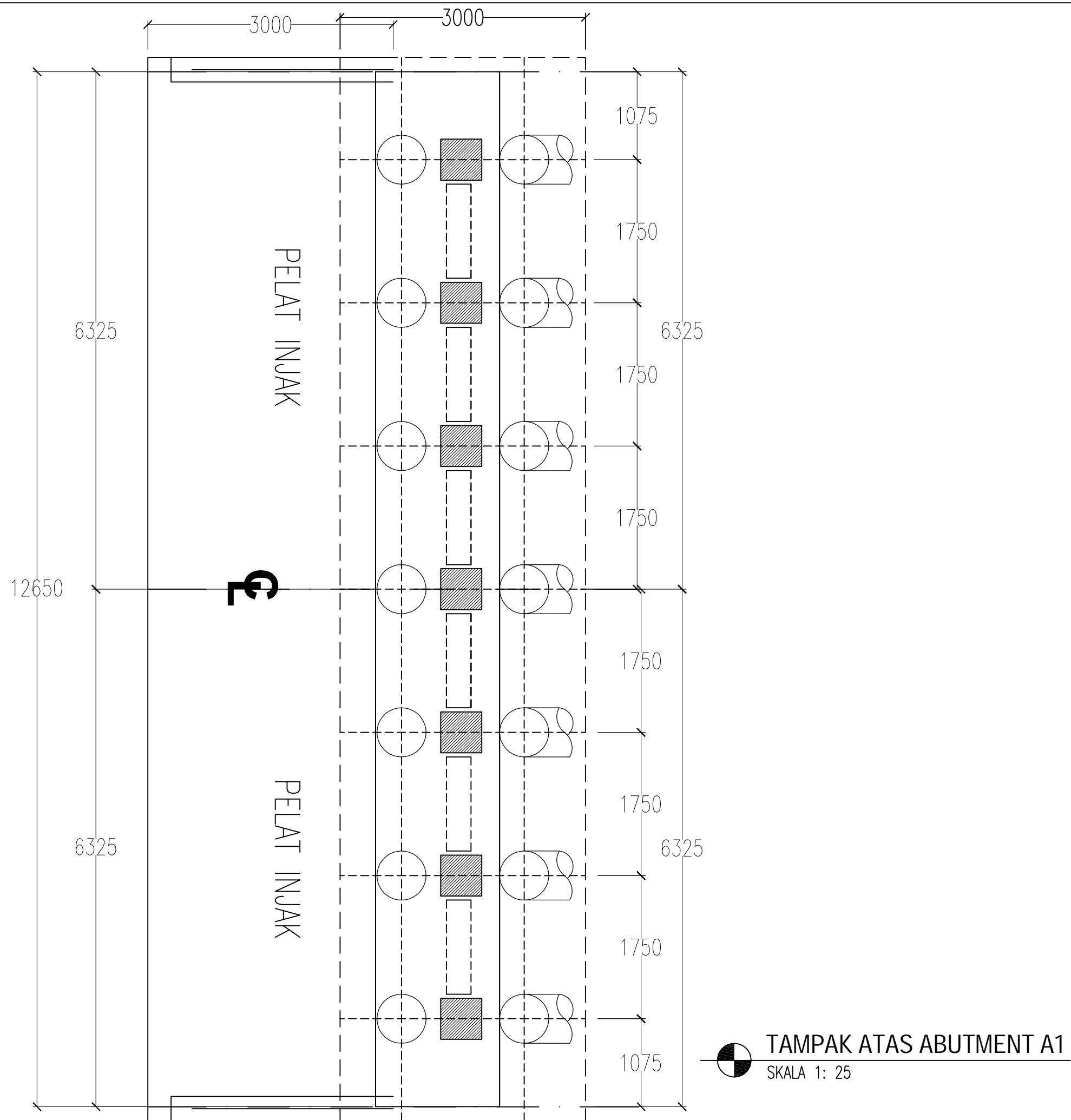
**NO
GAMBAR**

**JUMLAH
GAMBAR**

STR

19

34



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

TAMPAK ATAS ABUTMENT A1

1 : 25

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

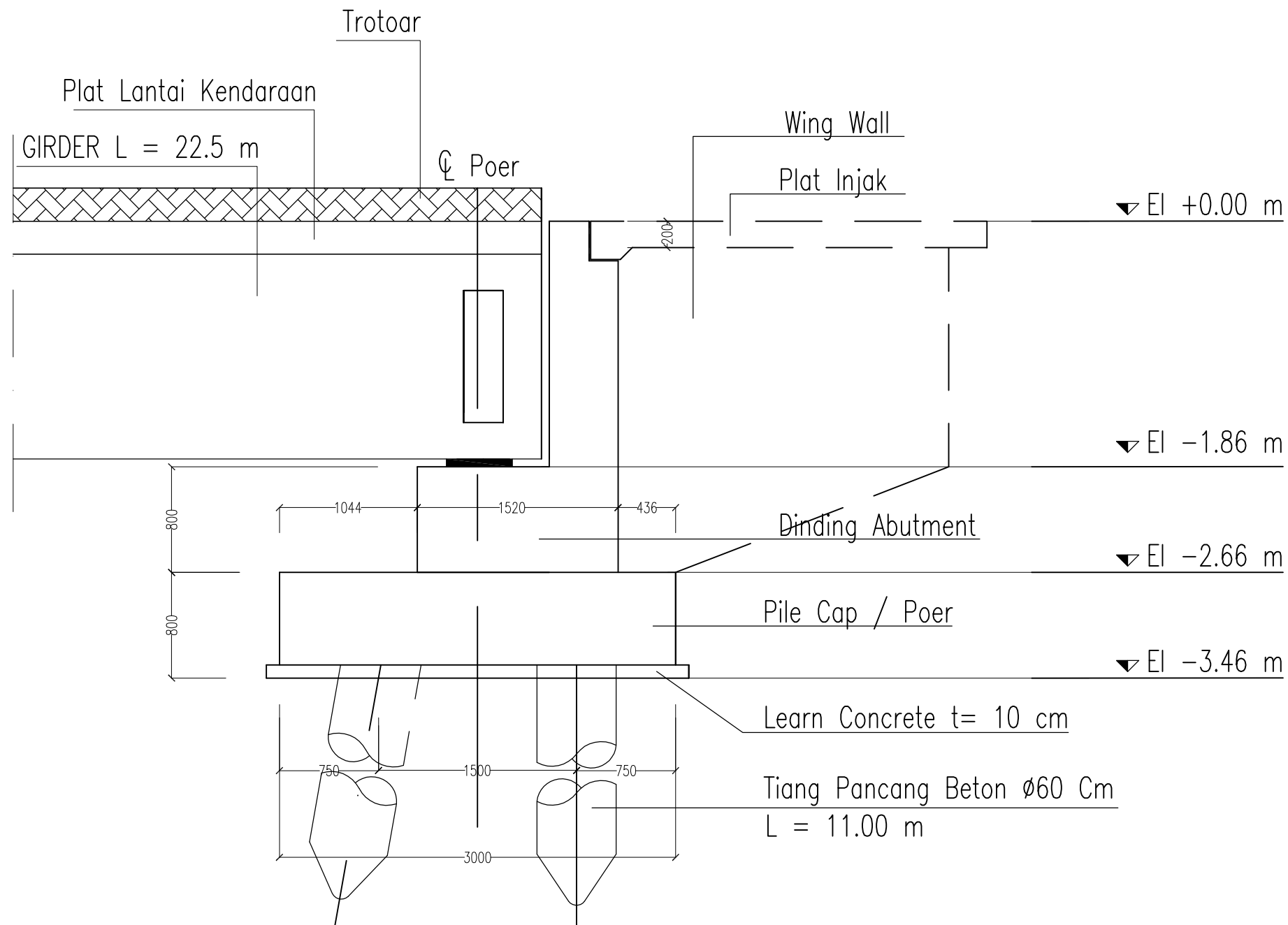
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

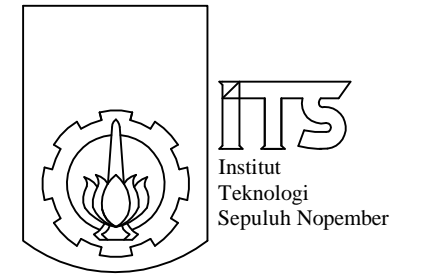
STR

20

34



 **POTONGAN MEMANJANG ABUTMENT A2**
SKALA 1: 20



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. MEMANJANG ABUTMENT A2

1 : 20

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

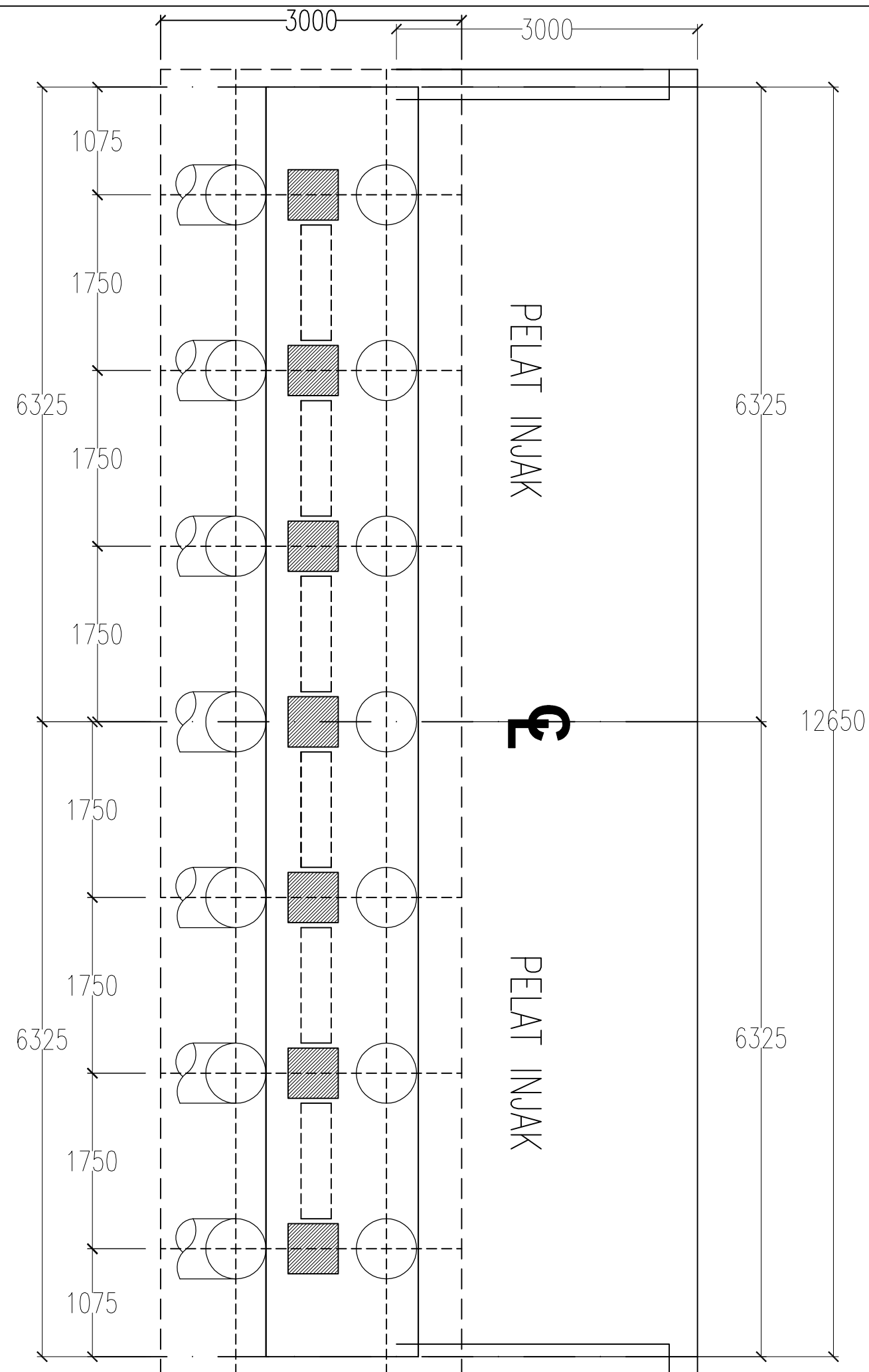
NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

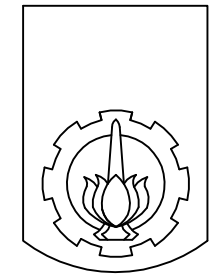
STR

21

34



TAMPAK ATAS ABUTMENT A2
SKALA 1: 25



ITS
Institut
Teknologi
Sepuluh Nopember

JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

TAMPAK ATAS ABUTMENT A2

1 : 25

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

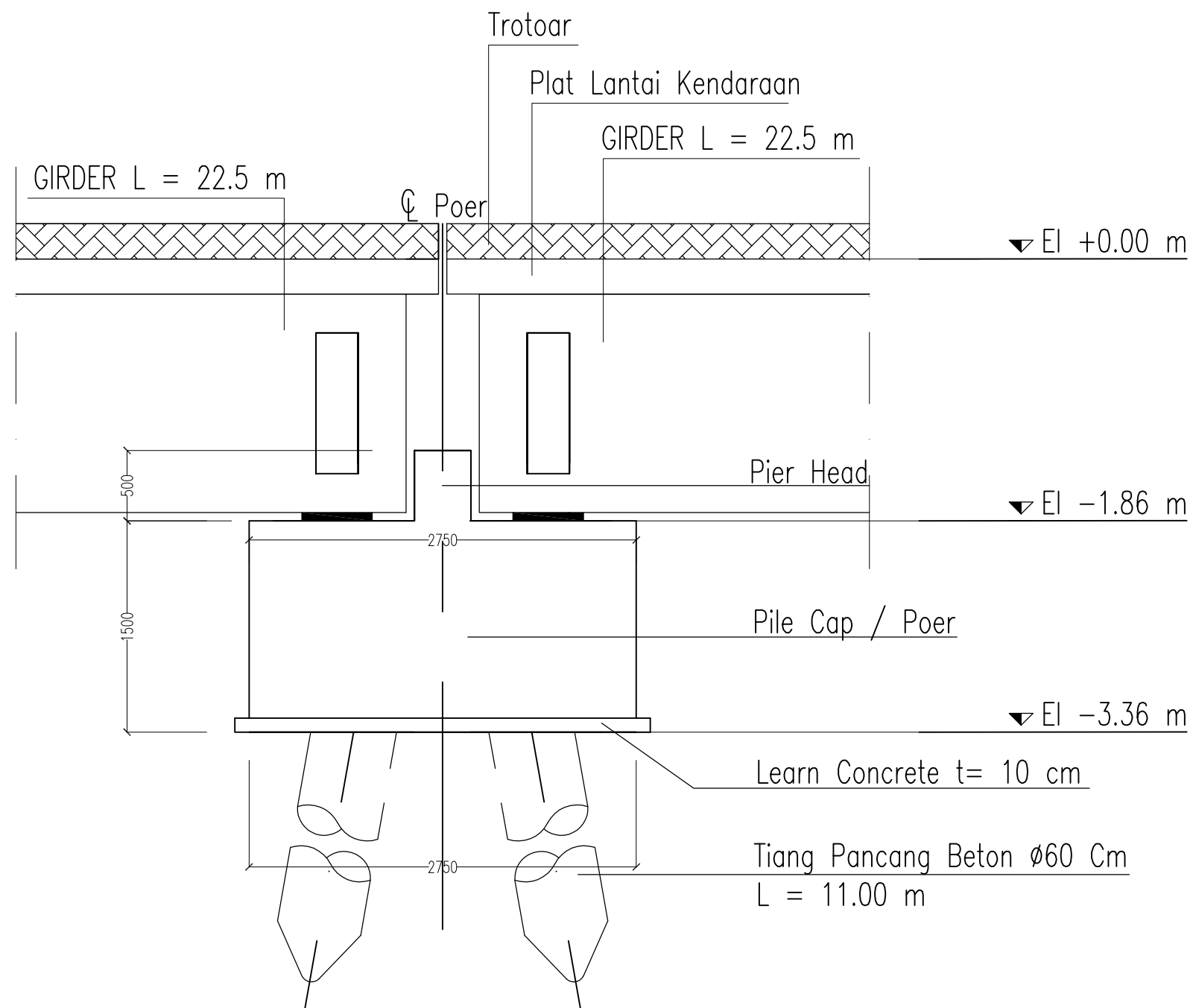
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

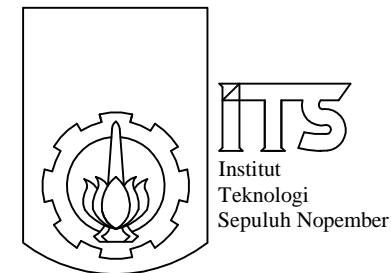
STR

22

34



 **POTONGAN MEMANJANG PILAR**
SKALA 1: 20



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. MEMANJANG PILAR

1 : 20

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

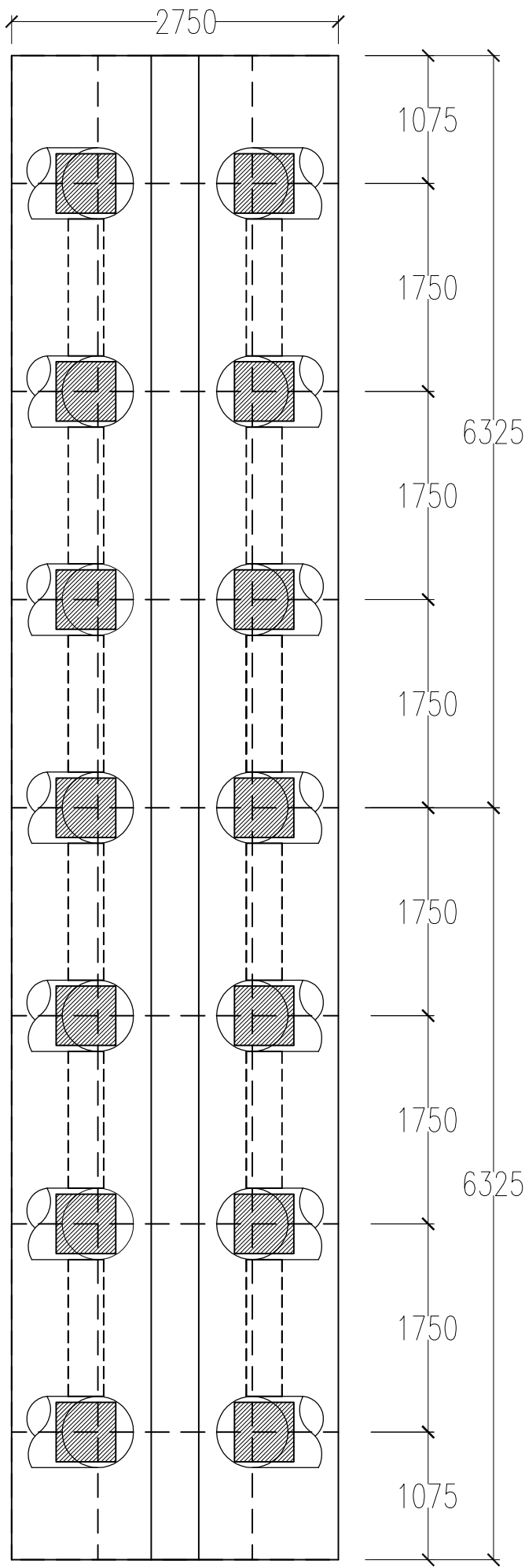
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

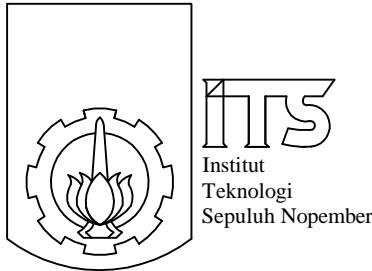
STR

23

34



 **TAMPAK ATAS PILAR**
SKALA 1: 25



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

TAMPAK ATAS PILAR

1 : 25

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

**KODE
GAMBAR**

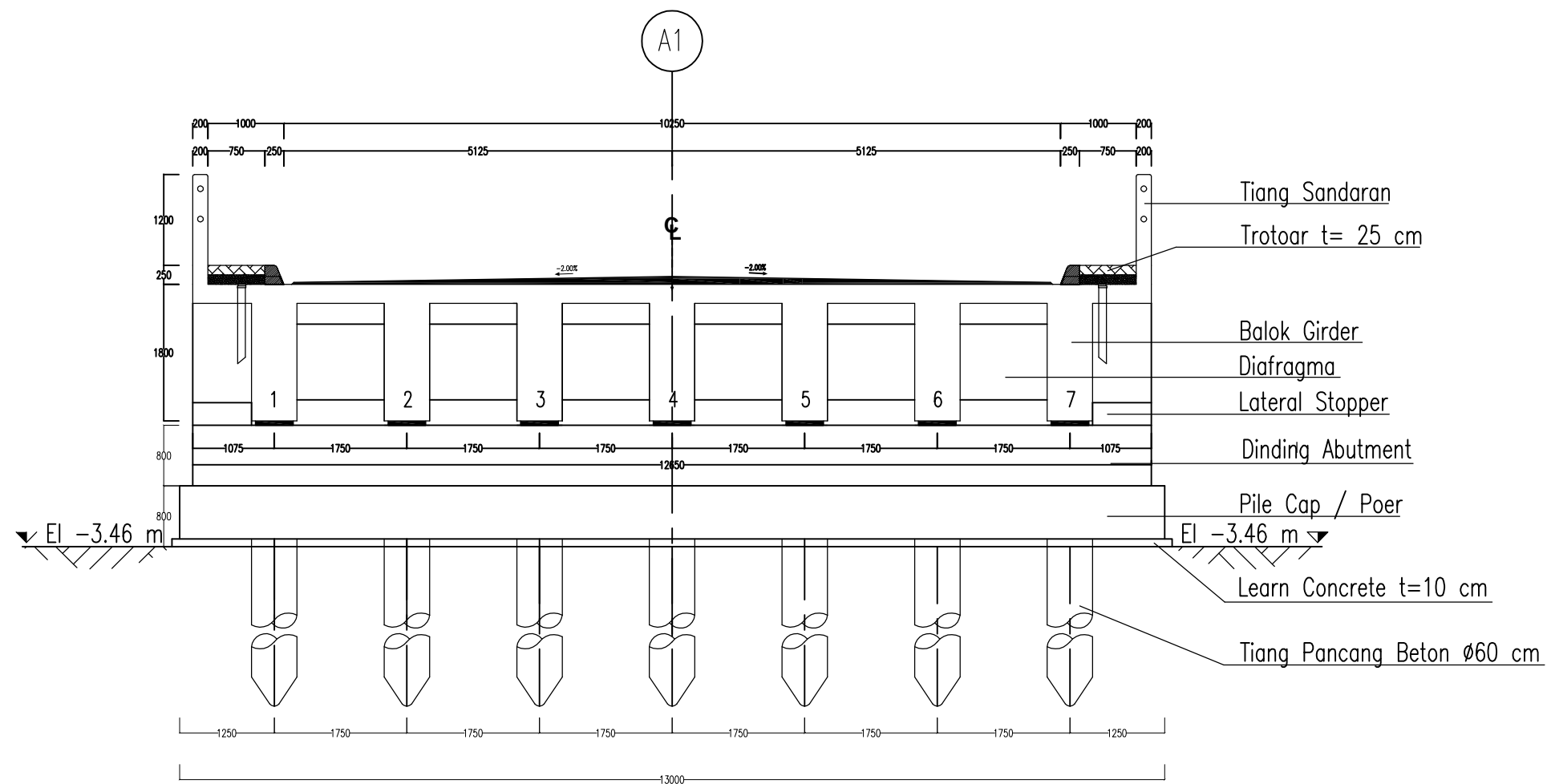
**NO
GAMBAR**

**JUMLAH
GAMBAR**

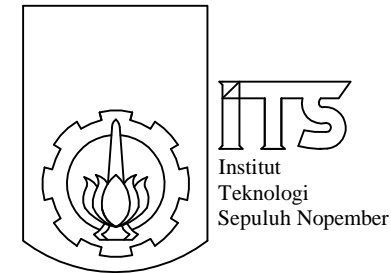
STR

24

34



 **POTONGAN MELINTANG ABUTMENT A1 DAN A2**
SKALA 1: 40



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. MELINTANG ABUTMENT

1 : 40

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

STR

25

34

JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

DENAH POT. PILE CAP ABUTMENT
POT A - A'
POT B - B'

1 : 40
1 : 20
1 : 40

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

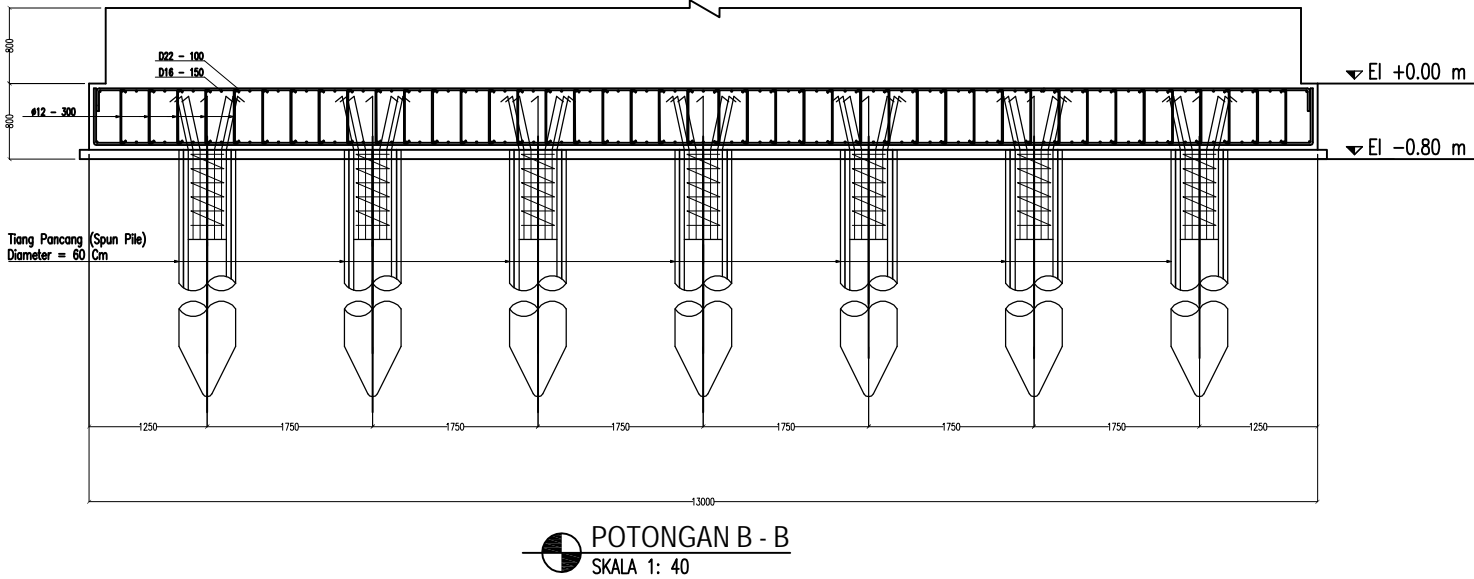
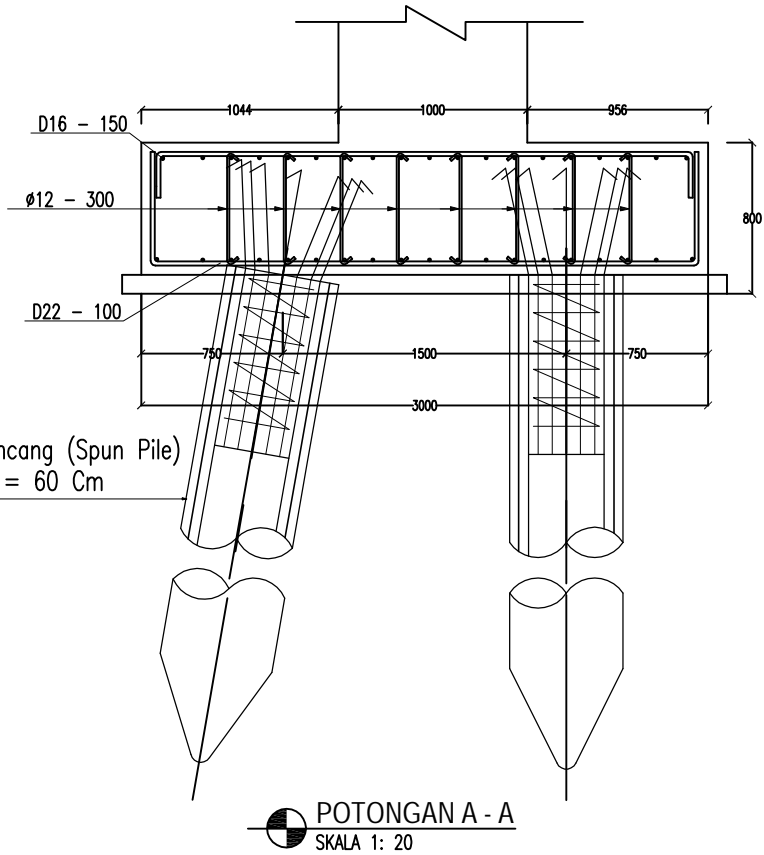
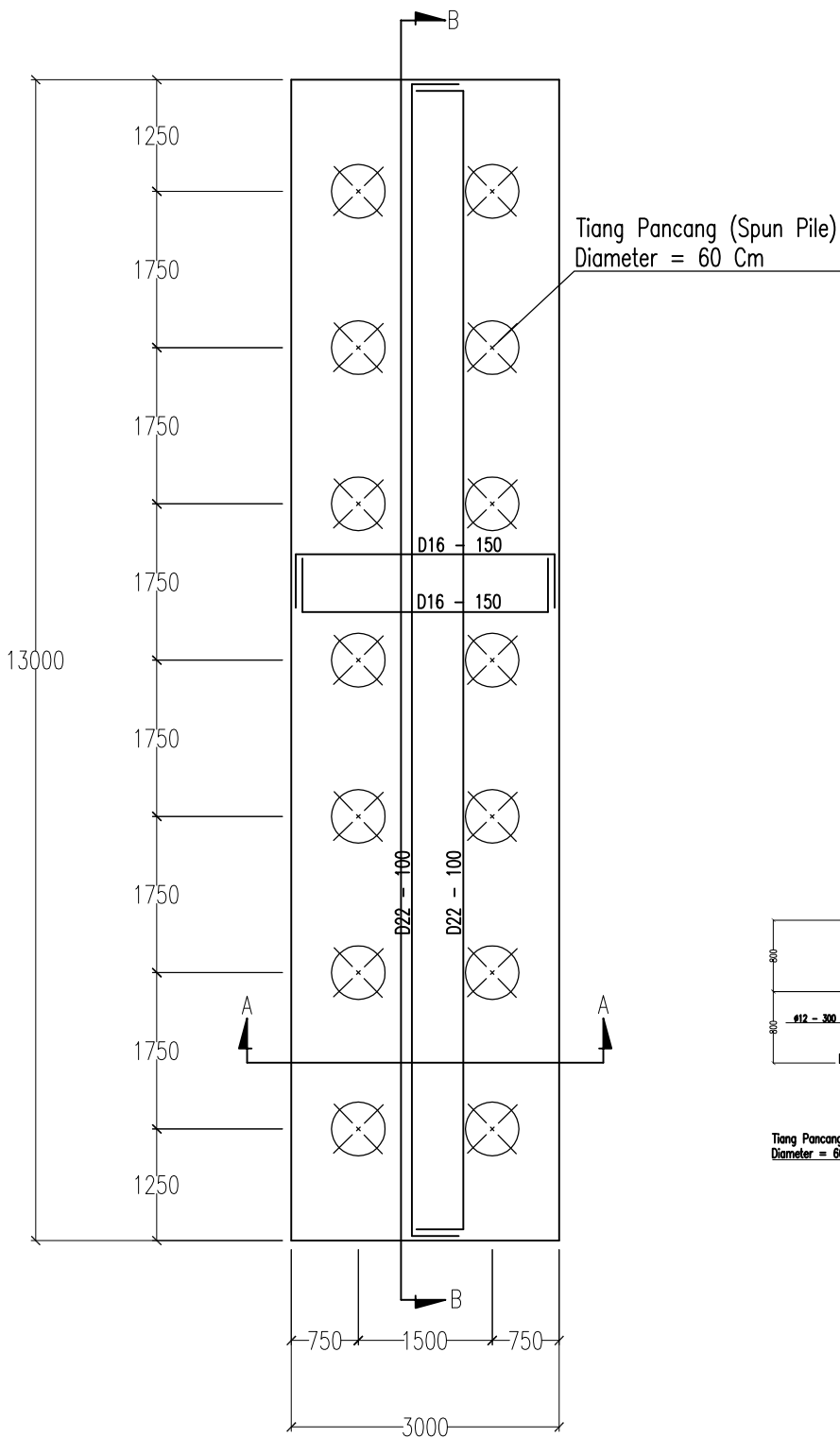
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

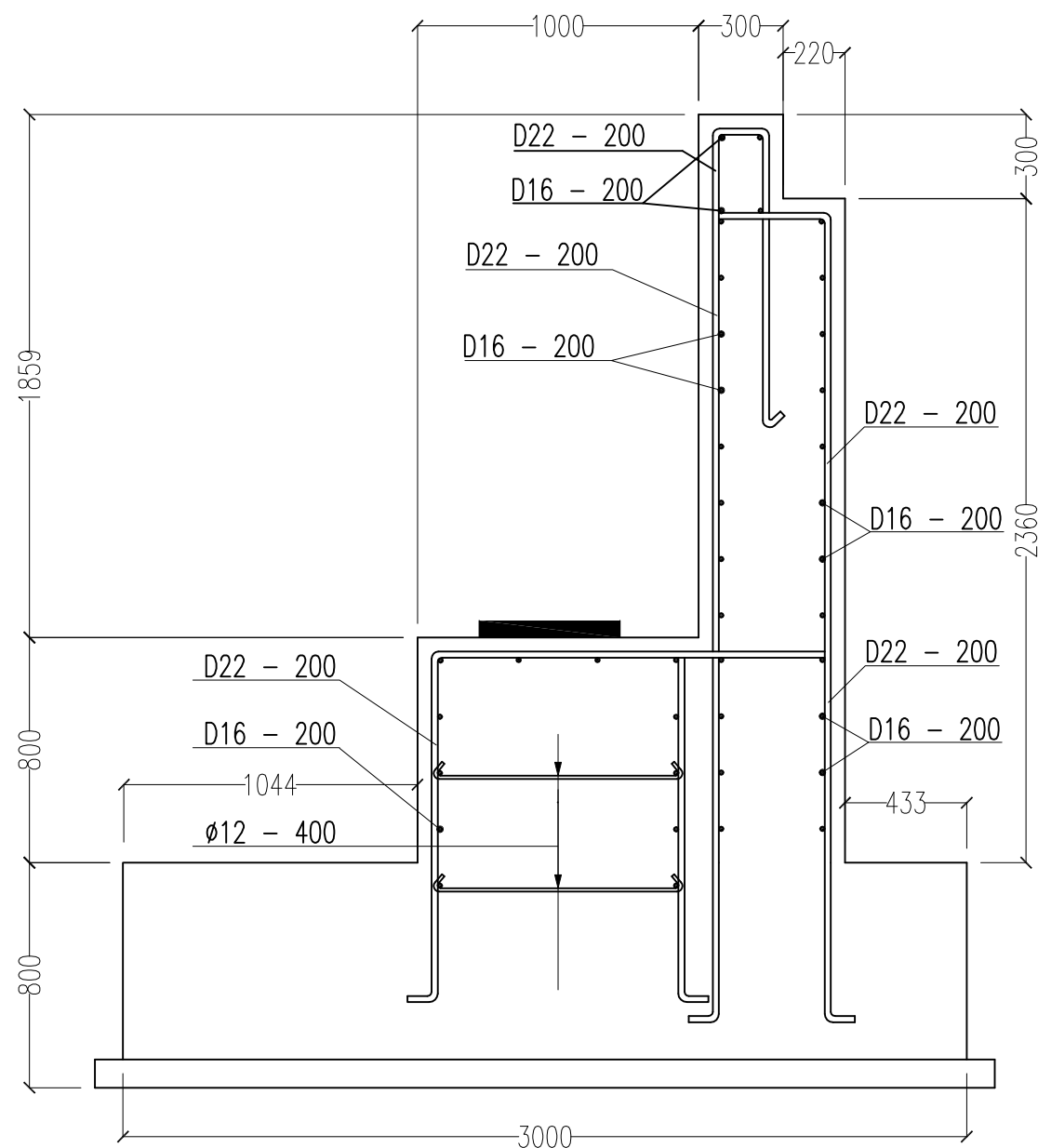
26

34

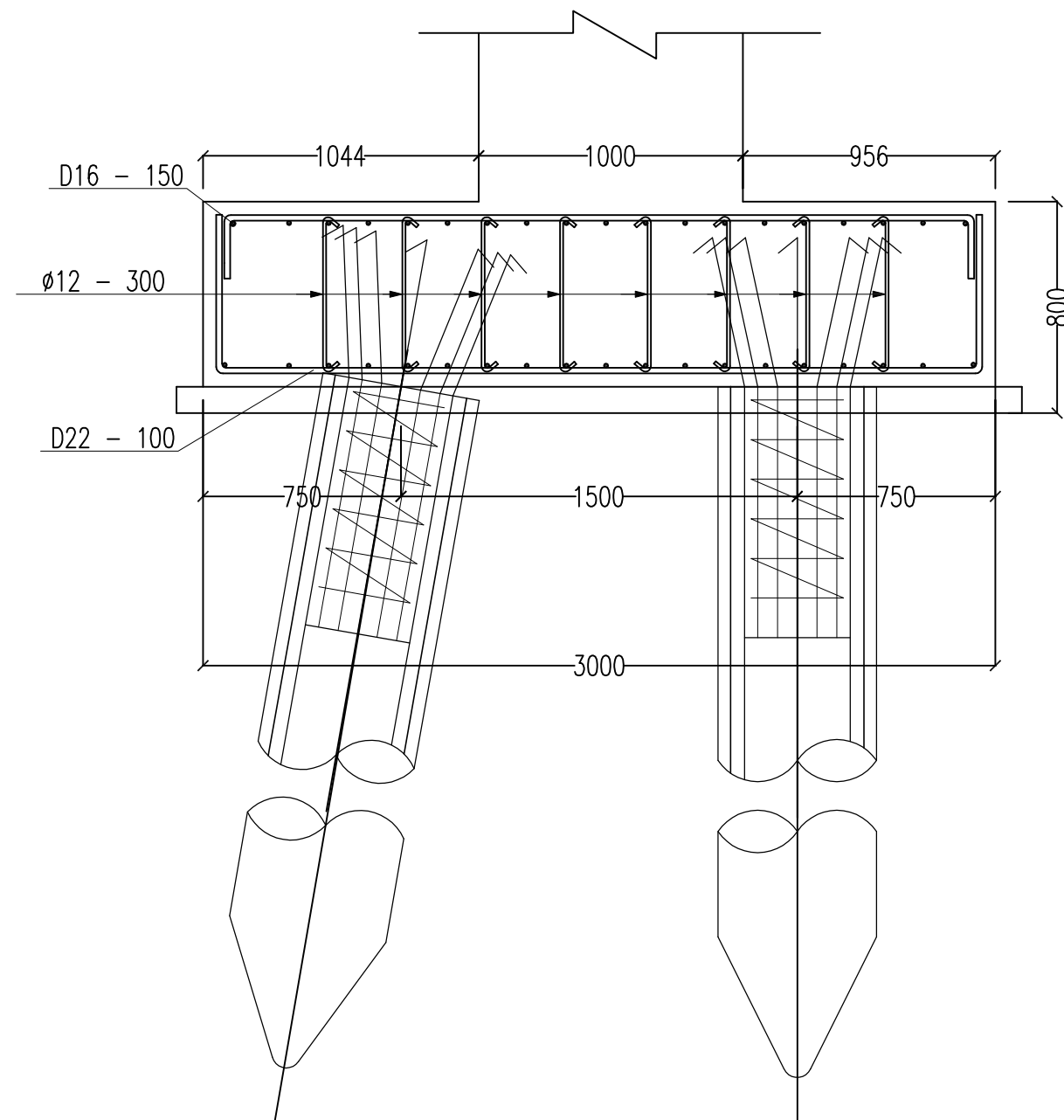


DENAH POTONGAN PILE CAP ABUTMENT

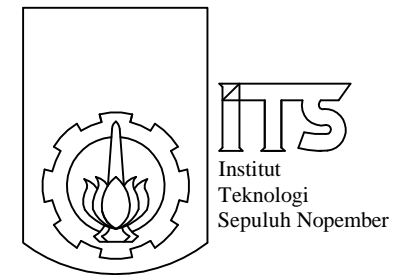
SKALA 1: 40



 **DETAIL PENULANGAN DINDING ABUTMENT**
SKALA 1: 12.5



 **DETAIL PENULANGA PILE CAP A1 DAN A2**
SKALA 1: 12.5



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN DINDING
ABUTMENT
DETAIL PENULANGAN PILE CAP
ABUTMENT

1 : 12.5

1 : 12.5

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

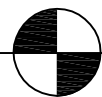
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

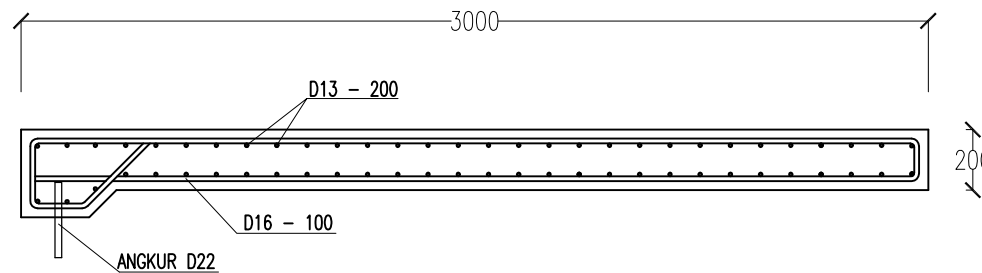
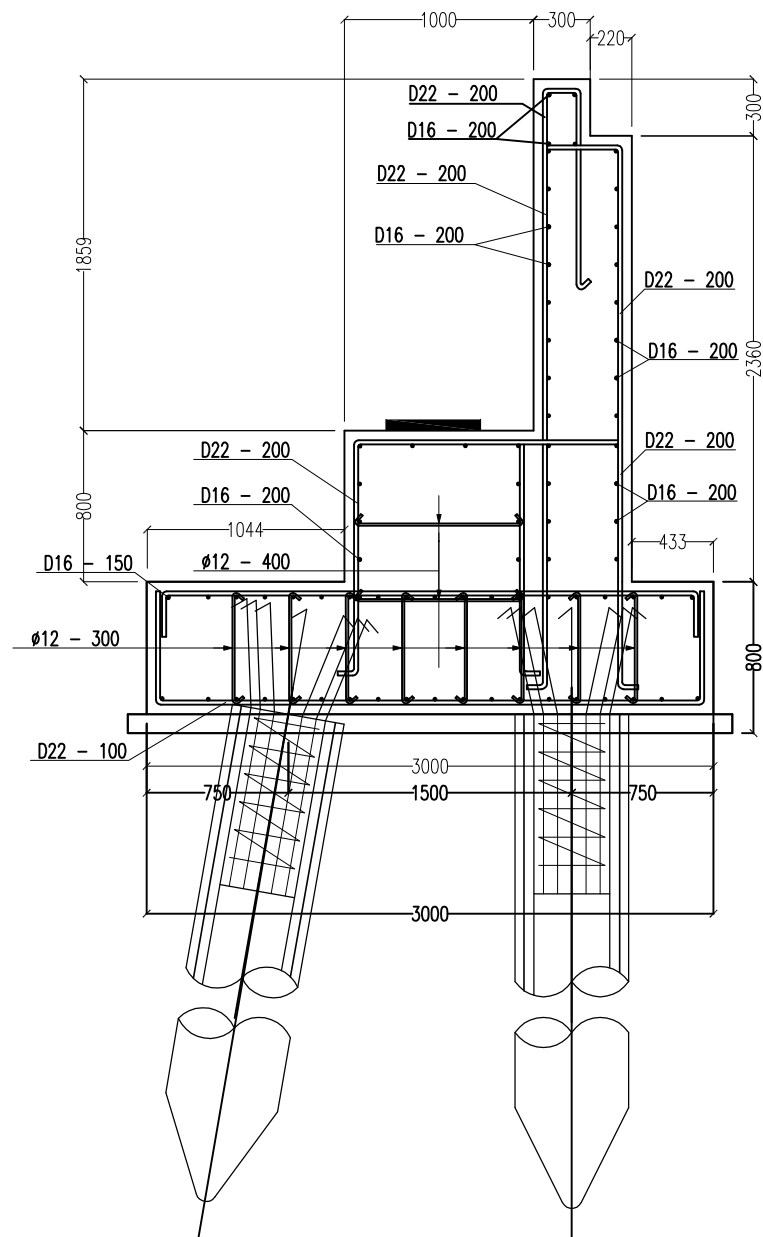
27

34



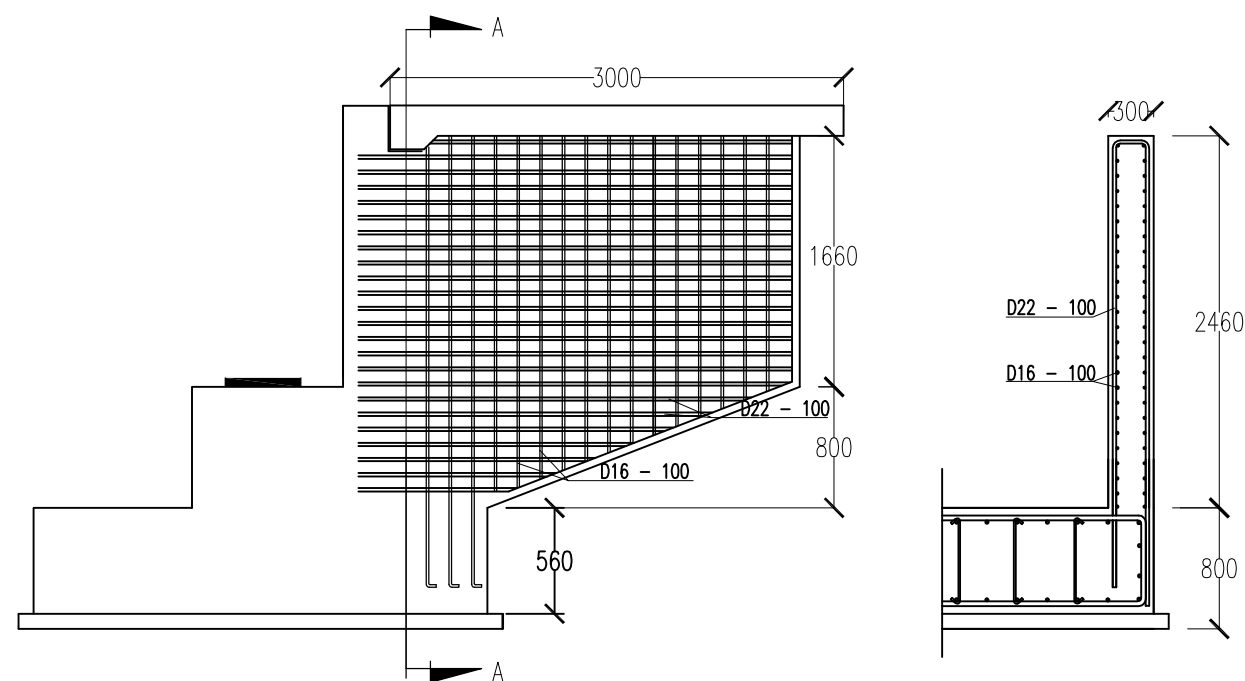
PENULANGAN ABUTMENT A1 DAN A2

SKALA 1: 20



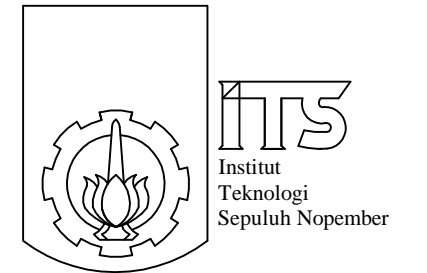
DETAIL PENULANGAN PELAT INJAK ABUTMENT

SKALA 1: 12.5



DETAIL PENULANGAN WING WALL

SKALA 1: 25



JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR

SKALA

PENULANGAN ABUTMENT
DETAIL PENULANGAN PELAT INJAK
DETAIL PENULANGAN WING WALL

1 : 20
1 : 12.5
1 : 25

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

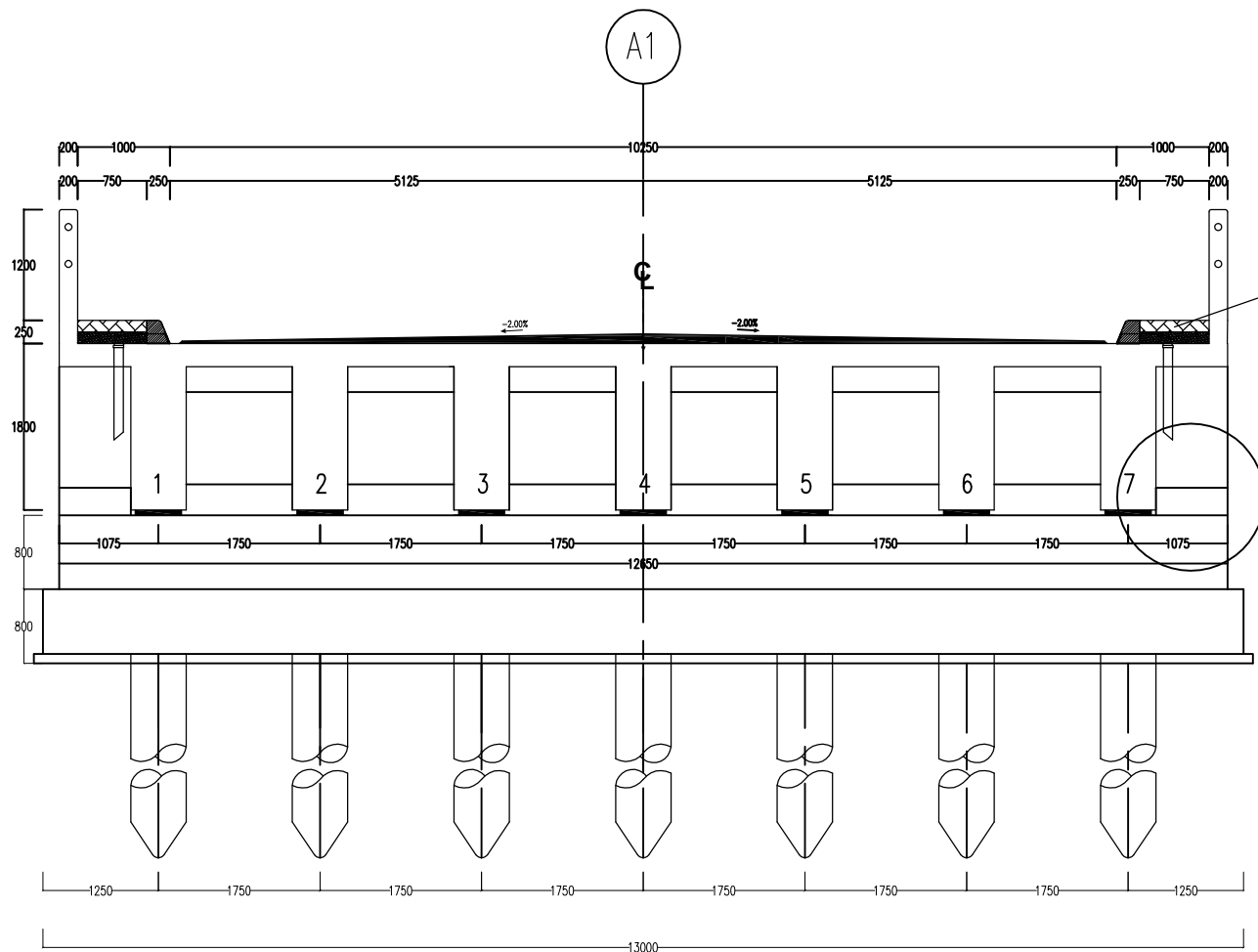
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

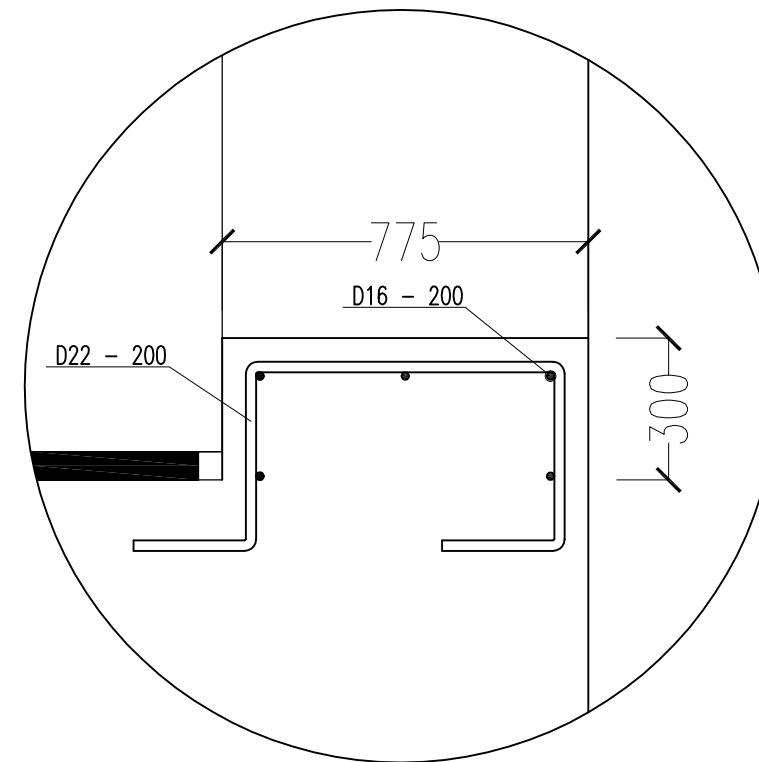
STR

28

34



 **POTONGAN MELINTANG ABUTMENT**
SKALA 1: 40



 **DETAIL LATERAL STOPPER**
SKALA 1: 8



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

POT. MELINTANG ABUTMENT
DETAIL LATERAL STOPPER

1 : 40
1 : 8

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE
GAMBAR

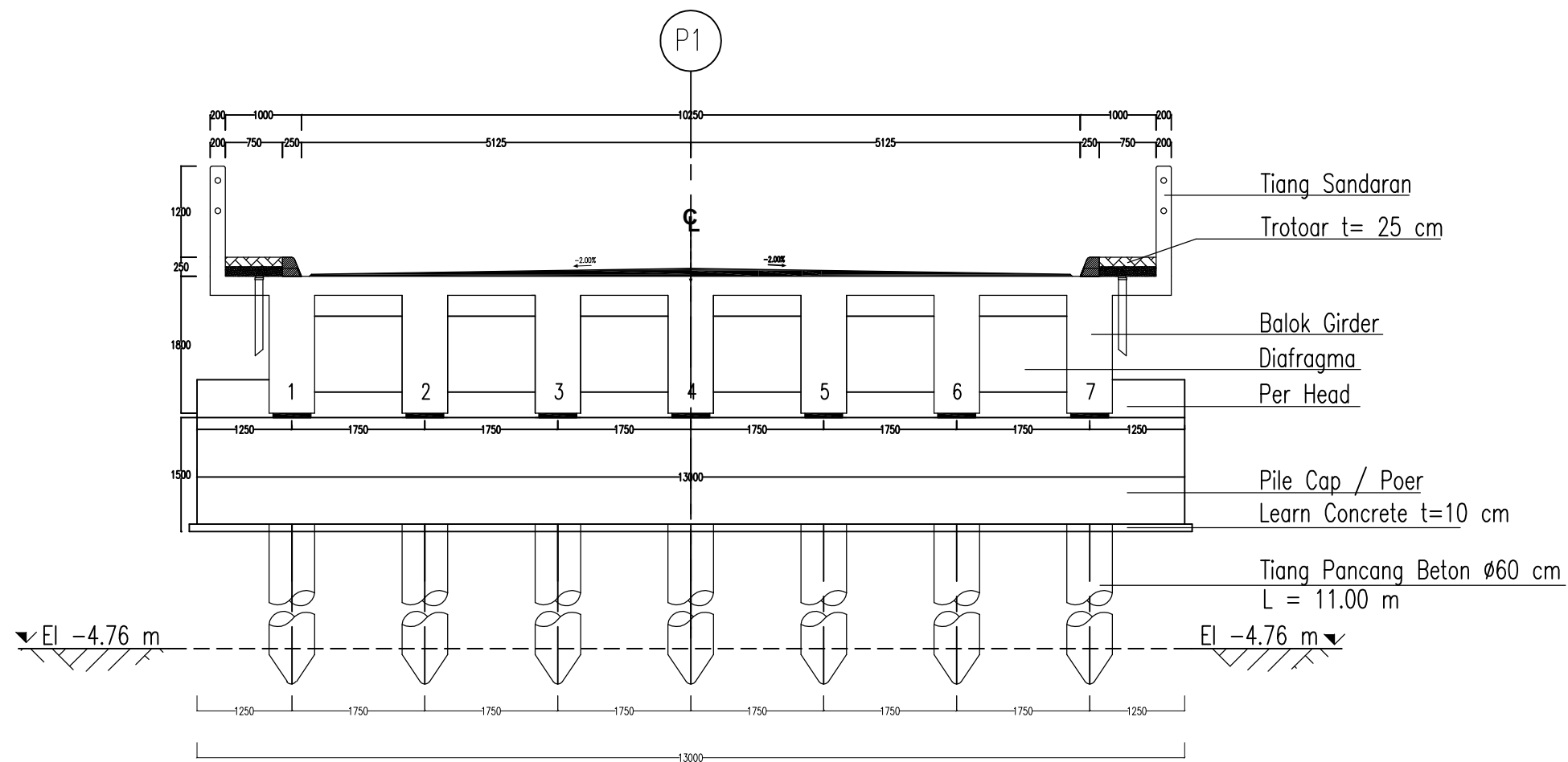
NO
GAMBAR

JUMLAH
GAMBAR

STR

29

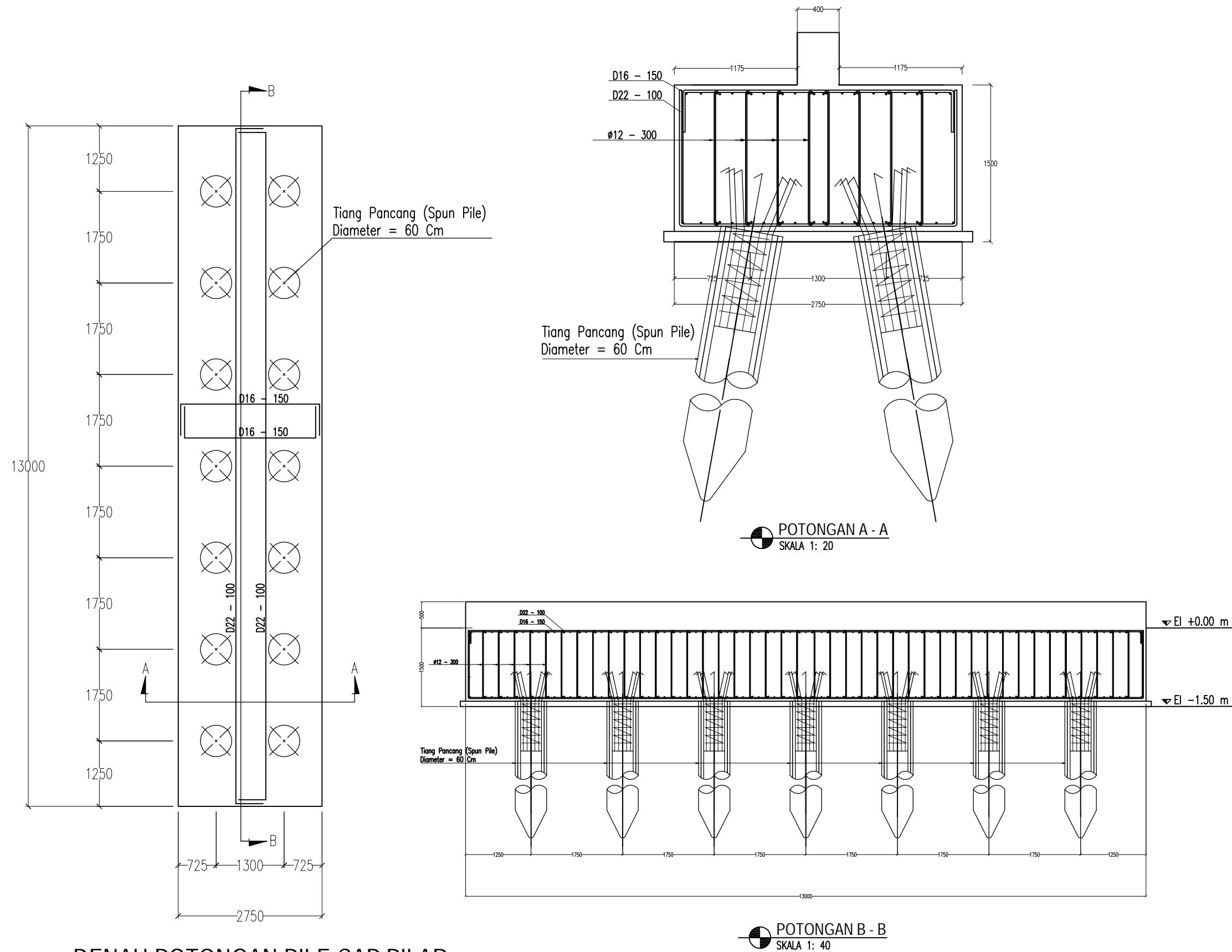
34



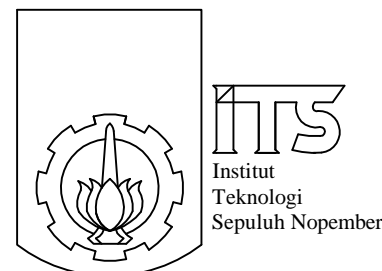
 **POTONGAN MELINTANG PILAR**
SKALA 1: 40



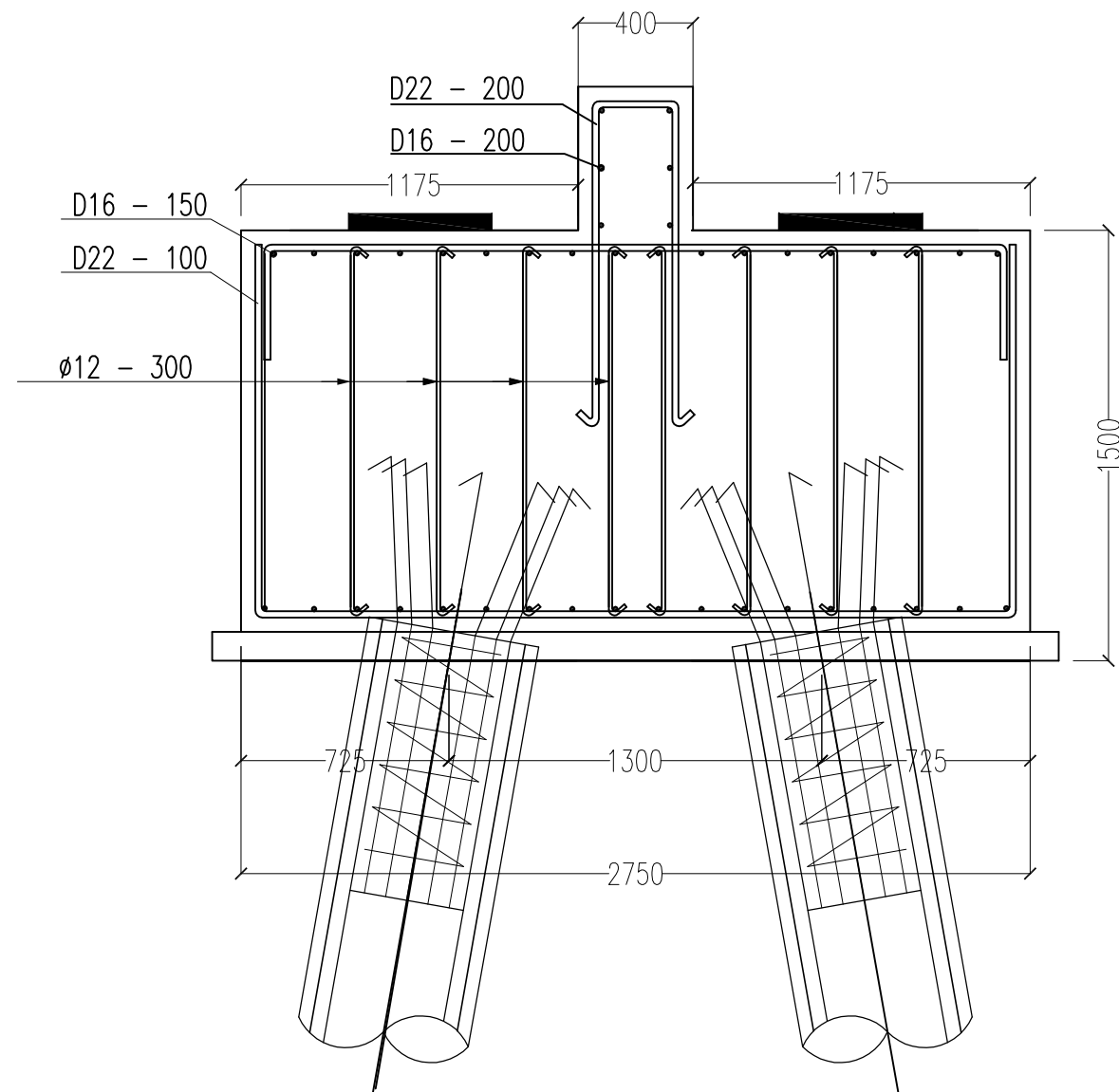
JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
POT. MELINTANG PILAR	1 : 40	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	30	34



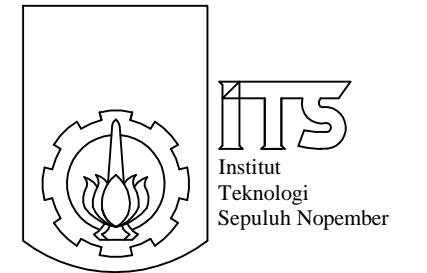
 **DENAH POTONGAN PILE CAP PILAR**
SKALA 1: 40



JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
DENAH POT. PILE CAP PILAR	1 : 40	
POT A - A'	1 : 20	
POT B - B'	1 : 40	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	31	34



 **DETAIL PENULANGAN PILAR**
SKALA 1: 12.5



JUDUL PROYEK AKHIR

**PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG**

DOSEN PEMBIBING

**Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003**

**Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001**

NAMA MAHASISWA

**MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025**

**ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108**

NAMA GAMBAR

SKALA

DETAIL PENULANGAN PILAR

1 : 12.5

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

KODE GAMBAR

NO GAMBAR

JUMLAH GAMBAR

STR

32

34

JUDUL PROYEK AKHIR

PERENCANAAN ULANG JEMBATAN
SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR
GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M
DI KECAMATAN BANTUR
KABUPATEN MALANG

DOSEN PEMBIBING

Ir. IBNU PUDJI R, MS
NIP. 19600105 198603 1 003

Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo
NIP. 19550319 198403 1 001

NAMA MAHASISWA

MEGA KHOIRUL AMRI
NRP. 3113.030.025

ARJUN ARIEF WICAKSONO
NRP. 3113.030.108

NAMA GAMBAR	SKALA
-------------	-------

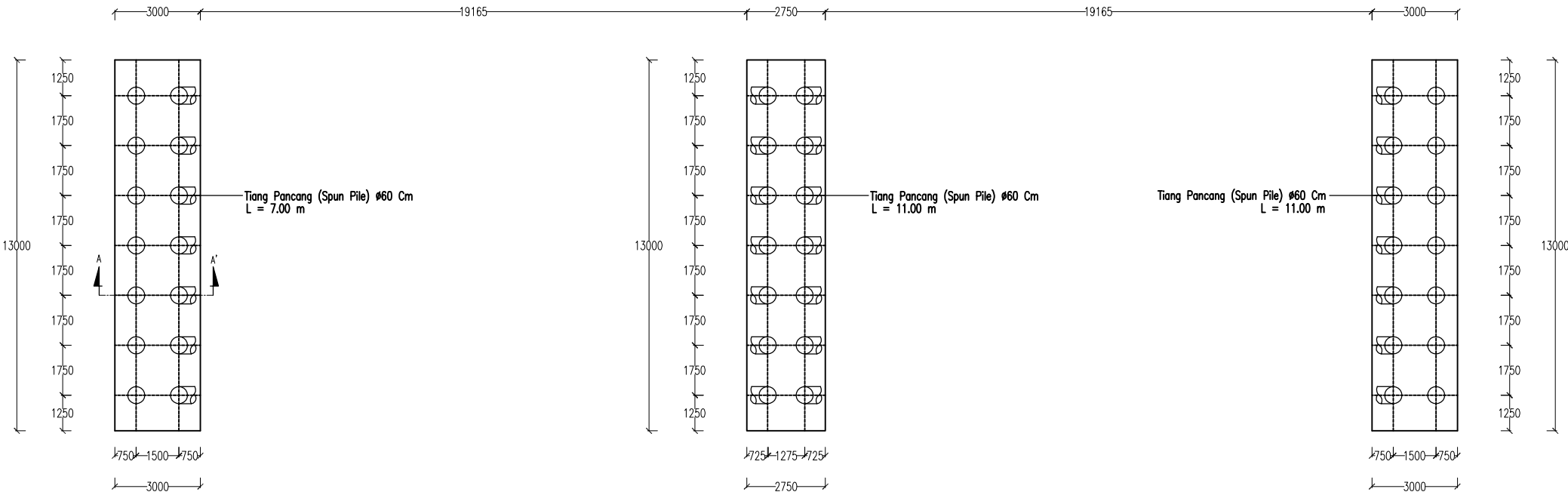
DENAH PONDASI TIANG PANCANG	1 : 100
DETAIL HUB. TIANG PANCANG	1 : 20
POT A - A'	1 : 20
POT B - B'	1 : 20

KETERANGAN

Data Bahan :
fc' = 30 Mpa
fy tulangan lentur = 390 Mpa
fy tulangan geser = 240 Mpa

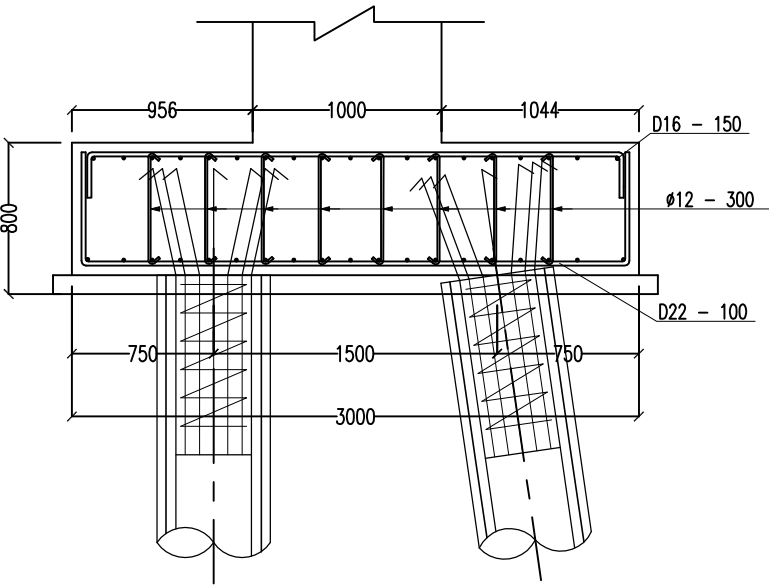
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
-------------	-----------	---------------

STR	33	34
-----	----	----



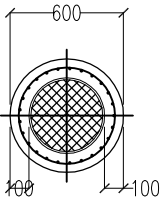
DENAH PONDASI TIANG PANCANG

SKALA 1: 100



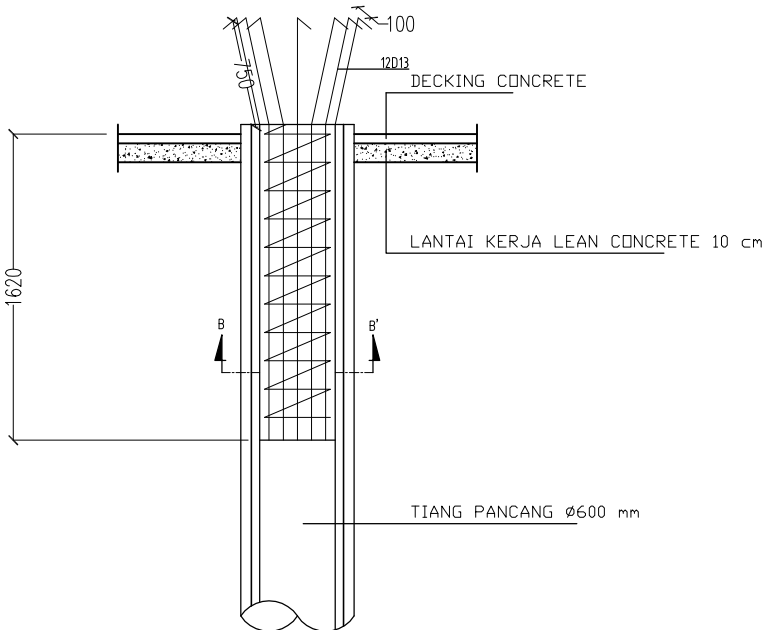
POTONGAN A - A'

SKALA 1: 20



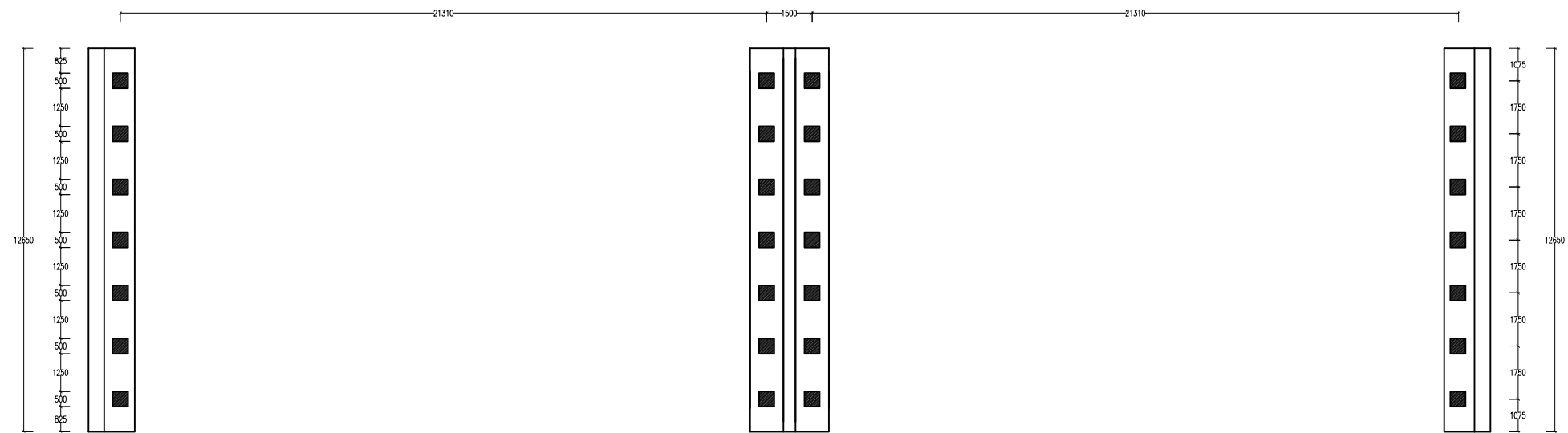
POTONGAN B - B'

SKALA 1: 20

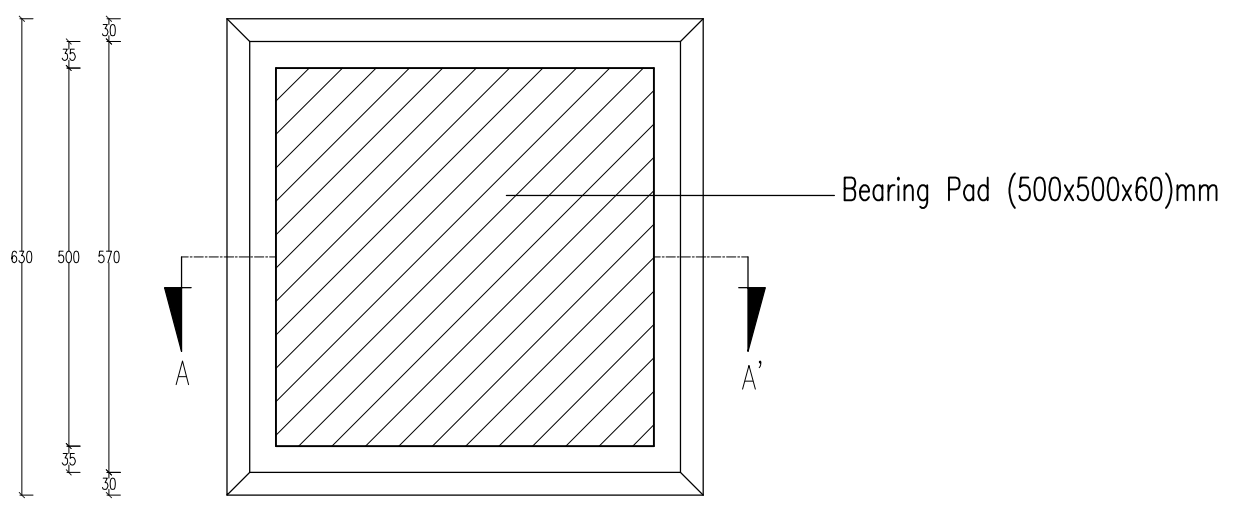
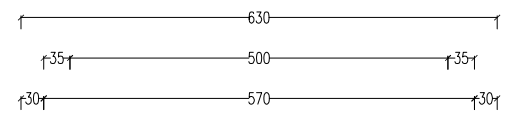


DETAIL HUBUNGAN TIANG PANCANG

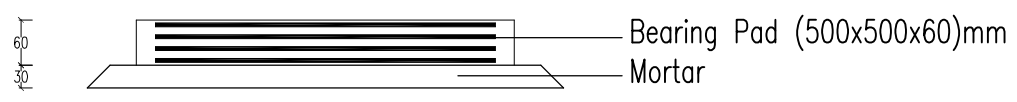
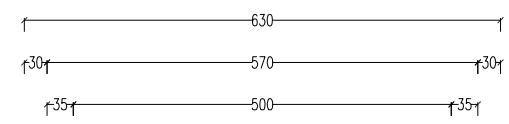
SKALA 1: 20



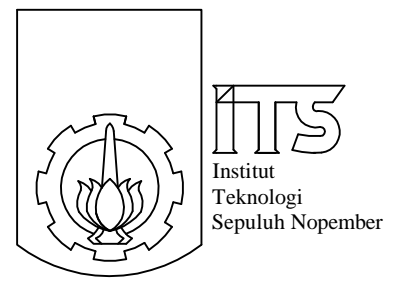
 **DENAH BEARING PAD**
SKALA 1: 100



 **DETAIL BEARING PAD**
SKALA 1: 5



 **POTONGAN A - A'**
SKALA 1: 5



JUDUL PROYEK AKHIR		
PERENCANAAN ULANG JEMBATAN SENGKARING STA 68+125 DENGAN STRUKTUR GIRDER BETON BERTULANG SEPANJANG 45 M DI KECAMATAN BANTUR KABUPATEN MALANG		
DOSEN PEMBIBING		
Ir. IBNU PUDJI R, MS NIP. 19600105 198603 1 003 Ir. CHOMAEDHI, CES.Geo NIP. 19550319 198403 1 001		
NAMA MAHASISWA		
MEGA KHOIRUL AMRI NRP. 3113.030.025 ARJUN ARIEF WICAKSONO NRP. 3113.030.108		
NAMA GAMBAR	SKALA	
DENAH BEARING PAD	1 : 100	
DETAIL BEARING PAD	1 : 5	
POT A - A'	1 : 5	
KETERANGAN		
Data Bahan : fc' = 30 Mpa fy tulangan lentur = 390 Mpa fy tulangan geser = 240 Mpa		
KODE GAMBAR	NO GAMBAR	JUMLAH GAMBAR
STR	34	34